TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS ALUNOS DO I.S.T.

N.º 136-Março-1943

CIMENTO

SECIL

Fabricado pelos mais modernos processos e preferido para todos os trabalhos de responsabilidade.
Sacos de papel ou de juta com 50 Kg.
Barricas de 180 Kg.

S E C I L

COMPANHIA GERAL DE CAL E CIMENTO
RUA DO COMERCIO, 56, 3.º
LISBOA

União Eléctrica Portuguesa

S. A. R. L.

SEDE
Rua Duque de Loulé, 240 — Pôrto
Telef. 2828—2829—2830—Est. 90

DELEGAÇÃO
R. António Maria Cardoso, 13, 2.º-Lisboa
Telefones 27232 — 27233 — Est. 365

ELECTRICIDADE DO LINDOSO
E DAS CENTRAIS DO FREIXO E DA CACHOFARRA

A **União Eléctrica Portuguesa** distribui e vende electricidade nos **distritos** de VIANA DO CASTELO, BRAGA, PORTO, AVEIRO, COIMBRA, VISEU LEIRIA e de SETÚBAL, pela mais extensa rêde de alta-tensão em Portugal (mais de 1.200 kms), levando fôrça motriz às FÁBRICAS e luz a CIDADES, VILAS, ALDEIAS e LOGARES

A **U. E. P.** facilita a electrificação de Fábricas e oferece as maiores vantagens nas suas tarifas

Consultar a **U. E. P.** e consumir a sua energia é **proveitoso negócio**

CIMENTO TEJO

FÁBRICA EM ALHANDRA

A instalação mais moderna do País. Dois fornos rotativos em laboração. — O "CIMENTO TEJO" marca pelas suas altas resistências e regularidade, garantidas pela fiscalização contínua de tôdas as fases do fabrico, exercida por técnicos portugueses especializados.

Pedidos à Companhia "CIMENTO TEJO"

SEDE EM LISBOA
RUA DA VITÓRIA, 88, 2.º

FILIAL NO NORTE
AV. DOS ALIADOS, 20, 3.º
PORTO

NÚMERO
136
Março — 1943

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS
ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Redacção e Administração: AV. ROVISCO PAIS, IST / LISBOA-N./ TEL. 49144 (linha 50)

DIRECTOR
LUIZ DE ALMEIDA ALVES
ADMINISTRADOR
JOSÉ DE LUCENA
BIBLIOTECÁRIO
FAUSTO GONÇALVES HENRIQUES
CORPO REDACTORIAL
Fernando Moitinho de Almeida
Henrique Dias Barracas
José Carlos Pinheiro da Silva
Manuel dos Santos Rézio

NÚMERO AVULSO 5$00
ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	12 N.os
Continente e Ilhas	13$50	26$00	50$00
Colónias Portuguesas e Espanha...	—	35$00	80$00
Estrangeiro...	—	40$00	70$00

EDITOR E PROPRIETARIO
ASS. DOS ALUNOS DO I. S. T.

COMPOSTO E IMPRESSO
NAS
OFICINAS FERNANDES
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

SUMÁRIO

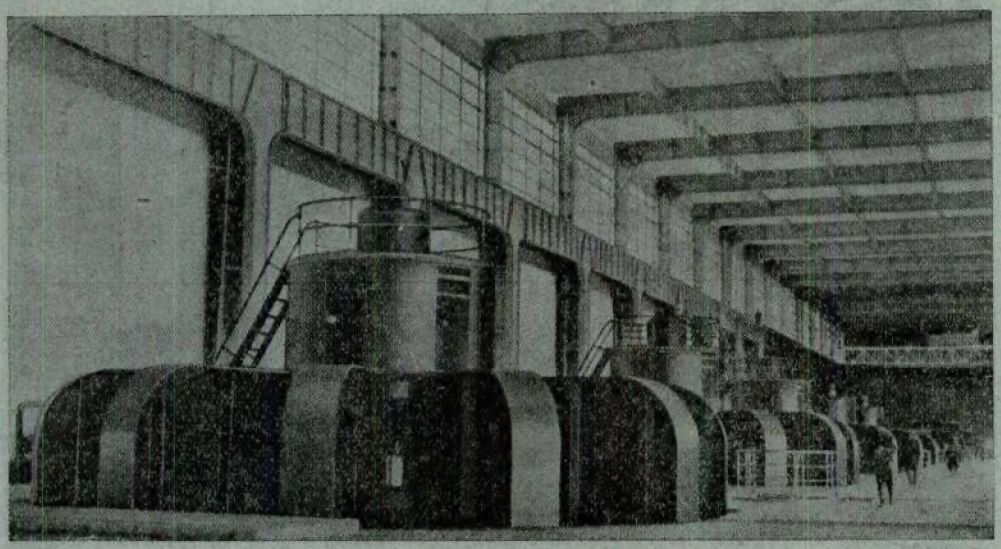
CAPA — Nova Estação Marítima de Alcântara

		Págs.
O esfôrço transverso nas vigas de betão armado	Eng.º Civil Francisco d'Aguiar	197
Estudo experimental de tabuleiros de pontes com apoios inclinados	Eng.º Civil Edgar Cardoso	203
A Antena do Emissor Regional do Norte	Eng.º Electr. João de Lacerda	226
Influência da carga no ponto de início de amolecimento dos materiais refractários	Eng.º Químico-Industrial Júlio Corrêa Guedes	236
Uma correcção num vacuómetro de precisão	Eng.º Químico A. Borges de Almeida	248
Do Mundo Técnico		251
Notas Bibliográficas		256
Publicações recebidas		256

STABILO
STABILO
STABILO
STABILO
STABILO
SCHWAN
Bleistift-Fabrik A-G.
NÜRNBERG
Lápis de desenho
em 18 graduações 7 B — 9 H
Lápis de côr
O utensílio precioso em 24 côres
Novidade: STABILO Cellomin D. R. P.
O lápis-tinta com a mina especial
resistente às influências climáticas
Representante:
A. Ferreira da Silva, Porto.
Rua Alexandre Braga, 82. Tel. 6132

GENERAL ELECTRIC

Schenectady, N. Y.



Central hidroeléctrica com 5 geradoras General Electric de 77.500 kVA 88 r. p. m. cada um

Motores e dínamos. Alternadores. Transformadores. Aparelhos para alta e baixa tensão. Centrais termo e hidroeléctricas. Electrificação de fábricas. Tracção eléctrica. Máquinas para soldadura eléctrica. Automotoras Diesel-Eléctricas. Turbinas de vapor. Máquinas frigoríficas. Aparelhos de iluminação. Instrumentos de medida. Comandos eléctricos especiais para fábricas téxteis, fábricas de papel, etc.

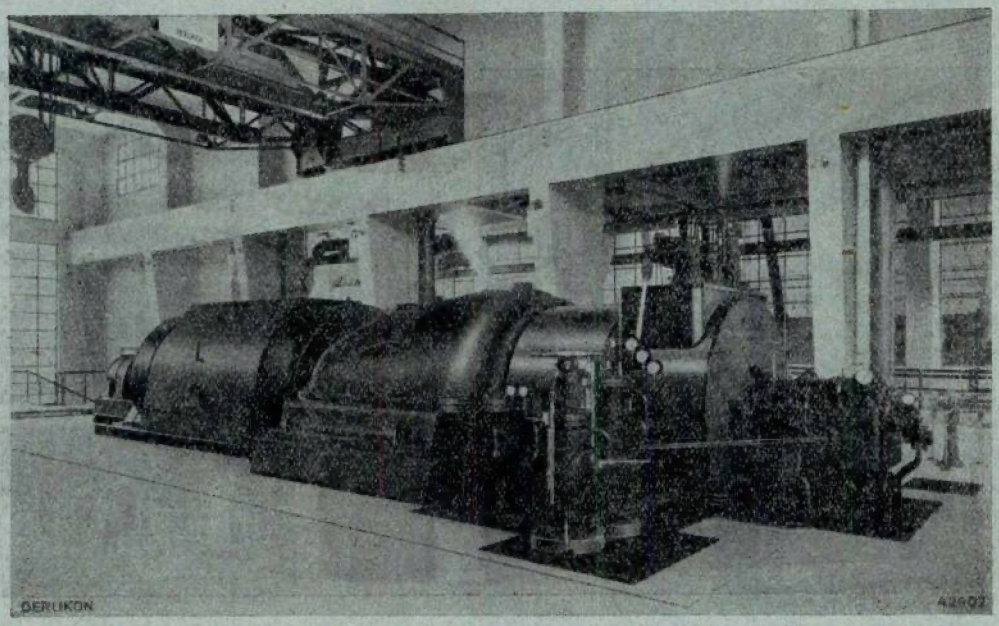
THOMSON
GENERAL ELECTRIC

Portuguesa, L.da

LISBOA
Rua do Norte, 5

Telef. 28135-28136

OERLIKON



Grupo turbo-alternador Oerlikon de 30000 kW e ponte rolante de 74 t. da Central de Hameenlinna (Filândia)

PRODUTOS OERLIKON

Equipamentos eléctricos para centrais termo e hidro-eléctricas, subestações e instalações de distribuïção. Geradores e motores eléctricos de todos os tipos, transformadores, reguladores de indução, grupos convertidores, mutadores, turbinas a vapor e turbo geradores, gruas eléctricas, interruptores e aparelhos de manobra para alta e baixa tensão, aparelhos de protecção e relais de todos os tipos, equipamentos para soldadura eléctrica por arco, compressores e bombas de vácuo, electrolisadores, equipamentos eléctricos para locomotivas, automotoras eléctricas e diesel-eléctricas (via estreita e normal), tramwais, troley-buses, funiculares, teleféricos, etc.

Representante Geral para Portugal e Colónias

P. BELLASI

Pôrto // Rua Sá da Bandeira, 494, 3.° // Telefone 968

ATELIERS DE CONSTRUCTION OERLIKON
ZURICH-OERLIKON (SUIÇA)

TÉCNICA
LUIZ DE ALMEIDA ALVES
DIRECTOR

ANO XVIII - N.º 136 MARÇO 1943

O ESFÔRÇO TRANSVERSO NAS VIGAS DE BETÃO ARMADO

PELO ENG.º CIVIL (I. S. T.) FRANCISCO D'AGUIAR

NOÇÕES ELEMENTARES (*)

O estudo das armaduras tendentes a absorver os efeitos resultantes do esfôrço transverso, estudo que se encontra, duma maneira geral, em todos os tratados da especialidade, não deixa, por isso, de ter sempre uma certa oportunidade — especialmente na revista duma Escola — pois é freqüente dar lugar a dúvidas e a interpretações menos correctas por parte de quem toma contacto, pela primeira vez, com êsse problema.

Não pretendemos fazer aqui o que poderia ser o capítulo dum tratado, mas, apenas e com o fim de esclarecer um pouco certos aspectos, apresentar àqueles que se iniciam nos problemas do betão armado algumas considerações que poderão talvez facilitar-lhes o estudo de trabalhos mais desenvolvidos e completos.

***

Consideremos a secção *S* duma viga qualquer (Fig. 1) sujeita à acção de cargas verticais que nela produzam um momento flector M.

A resultante *R* das fôrças à esquerda (ou à direita) da secção considerada dará lugar, como se sabe, ao aparecimento, nessa secção, dum esfôrço transverso de valor T = R.

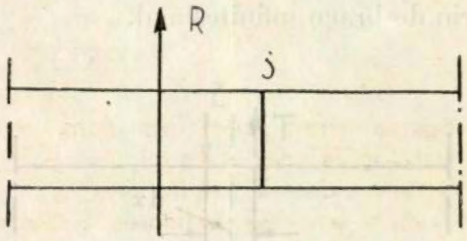


Fig. 1

O equilíbrio dos efeitos resultantes do momento flector é assegurado pelo momento do binário das fôrças elásticas aplicadas na secção.

O equilíbrio elástico do efeito de corte segundo a secção, proveniente do esfôrço transverso, será assegurado pela resistência ao corte do material, na secção considerada.

(*) Nada de novo se apresenta no artigo que se segue.

Apenas nêle se pretendeu resumir em poucas linhas as noções mais gerais sôbre o esfôrço transverso nas vigas de betão armado, dentro das hipóteses clássicas e nos moldes mais simples e habituais.

É, portanto, aos Alunos da Escola que êle é dirigido, a quem, porventura poderá interessar.

Assim, parece que, logo que tôdas as secções da viga estejam em condições de equilibrar os efeitos dos momentos flectores e simultâneamente de resistir aos cortes verticais provenientes dos esforços transversos, teríamos assegurado o equilíbrio.

Tal não sucede, porém. Os efeitos do esfôrço transverso não são tão simples como à primeira vista se afigura.

Dissemos que a resultante das fôrças à esquerda da secção considerada mede a grandeza do esfôrço transverso. Da mesma forma se obteria essa grandeza se considerassemos a resultante das fôrças à direita, cujo valor absoluto não difere do da resultante das fôrças à esquerda, mas que é orientada em sentido contrário.

Verificamos assim que nas vizinhanças, esquerda e direita, da secção considerada, actuam fôrças iguais e de sinal contrário, transmitidas ao longo das duas partes em que a viga ficou dividida pelo plano da secção.

Tal é o fenómeno do corte, que pode ser considerado — e assim o iremos considerar — como resultante da acção de duas fôrças iguais e de sinal contrário actuando em secções infinitamente próximas, ou, o que é o mesmo, como resultante da acção dum binário de braço infinitesimal.

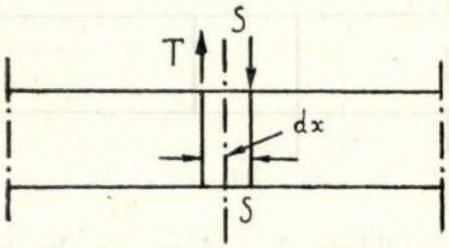


Fig. 2

Consideremos, pois, um elemento de viga da largura b e de espessura dx sujeito, pelas suas duas faces finitas, à acção dum binário de valor Tdx (fig. 2).

Isolemos agora, nesse elemento, uma fibra horizontal, também de espessura infinitesimal dx. Obteremos assim um paralelipípedo de secção dx^2 no plano da figura e de aresta de comprimento b normal a êsse plano (fig. 3 A).

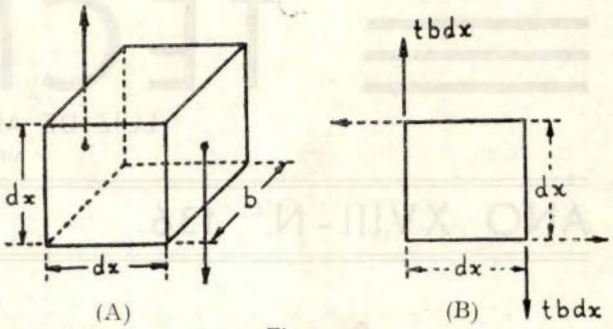


Fig. 3

Chamando t ao esfôrço unitário de corte vertical, pelas razões expostas atrás, concluiremos que as duas faces laterais do referido paralelipípedo elementar, serão solicitadas por fôrças iguais, de sinal contrário e de valor $t\ b\ dx$.

Nestas condições ficaria o sólido elementar sujeito à acção dum binário de valor $t\ b\ dx^2$ que o obrigaria a rodar em tôrno do eixo horizontal.

O equilíbrio será então assegurado pelo aparecimento dum binário de reacção, igual e de sinal contrário, aplicado nas faces horizontais do sólido (fig. 3 B).

Como o valor do novo binário é $-t\,b\,dx^2$ e o seu braço igual a dx, cada uma das fôrças que o constitue terá uma grandeza igual a $t\ b\ dx$.

Assim, o esfôrço unitário horizontal (esfôrço razante unitário) será $\frac{t\ b\ dx}{b\ dx} = t$ igual ao esfôrço unitário de corte vertical. (*)

Conclue-se desta maneira que o efeito do esfôrço transverso não pode ser considerado apenas como uma simples tendência a produzir um corte vertical de valor unitário t, mas como êsse efeito acompanhado de outro esfôrço, com o mesmo valor unitário, que tenderá a fazer deslocar horizontalmente as fibras, umas sôbre as outras.

Teremos assim que considerar os efeitos conjuntos dos dois esforços — cortante e razante — um, dirigido verticalmente, o outro segundo planos horizontais.

(*) À mesma conclusão se chegaria pelo clássico estudo das condições de equilíbrio do prisma triangular recto.

Façamos, pois, a composição, duas a duas, das fôrças que actuam sôbre o paralelipípedo considerado (fig. 4).

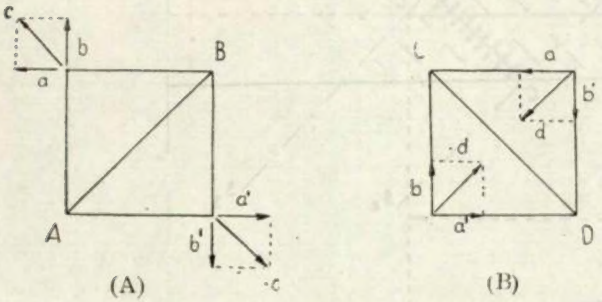


Fig. 4

Se compuzermos as fôrças a com b e a' com b' (fig. 4 A) concluiremos que o sólido elementar tenderá a fender, por tracção, segundo um plano diagonal AB. Se, pelo contrário, fizermos a composição das fôrças a com b' e a' com b a rotura tenderia a fazer-se por esmagamento, segundo o plano diagonal CD (fig. 4 B).

Vejamos agora qual é o valor unitário de qualquer dêstes dois esforços (tracção ou compressão).

Sabendo que as componentes a, a', b e b' têm por valor comum $t\,b\,dx$ as resultantes c ou d deverão medir.

$$\frac{t \,.\, b \,.\, dx}{\cos 45^\circ} = t \,.\, b \,.\, dx \,.\, \sqrt{2}$$

Ora, dividindo o valor da fôrça pela área do plano diagonal segundo o qual se daria a rotura, obteremos o valor unitário do esfôrço. Assim teremos:

$$\frac{t \,.\, b \,.\, dx \,.\, \sqrt{2}}{b \,.\, dx \,.\, \sqrt{2}} = t$$

Concluiremos desta forma que a fadiga de tracção ou de compressão, segundo planos a 45°, proveniente da composição dos esforços cortantes e razantes, é também igual ao esfôrço unitário t.

O valor t representa, portanto, simultâneamente, os esforços unitários de corte vertical (esfôrço cortante), de corte horizontal (esfôrço razante) e os esforços unitários de tracção (ou compressão) em planos a 45°, resultantes da composição dos dois.

Como a orientação das fôrças representadas na fig. 4, o que é fácil de verificar, é precisamente a que se observa nas zonas de esfôrço transverso positivo duma viga (junto ao apoio da esquerda) poderemos concluir que as fendas de tracção, provenientes do esfôrço transverso, têm, na referida região, a orientação do plano diagonal AB representado na figura.

São precisamente estes esforços de tracção, orientados a 45° que devemos considerar como efeito final do esfôrço transverso. Como se sabe, o betão, pode, só por si, não resistir a esforços desta natureza. Quando assim suceda, para os equilibrar, teremos de adoptar armaduras metálicas especiais.

* * *

Vejamos como seria possível calcular essas armaduras:

Consideremos um trôço de viga delimitado por dois planos inclinados a 45° S_1 e S_2, que contenham entre si uma fictícia fenda de tracção $\overline{AB}$ que interessasse a viga em toda a altura (fig. 5).

Pelas razões já expostas o esfôrço que daria lugar à abertura dessa fenda seria igual ao produto da área $\overline{AB} \times b$ pelo esfôrço médio t no trôço considerado.

Teríamos assim um esfôrço de tracção de valor:

$$\overline{EF} \cos 45^\circ \times b \times t = \frac{\overline{EF}}{\sqrt{2}} \times b \times t$$

É óbvio que o raciocínio se pode generalizar para qualquer trôço de viga $\overline{EG} = c$ em virtude de ser a soma dos segmentos $\overline{AB}$ e $\overline{CD}$ igual à projecção de $\overline{EG}$ sôbre um plano a 45°. Assim, teríamos, entre dois pontos quaisquer E e G, um esfôrço total de tracção

$$f = \frac{c}{\sqrt{2}} \times b \times t$$

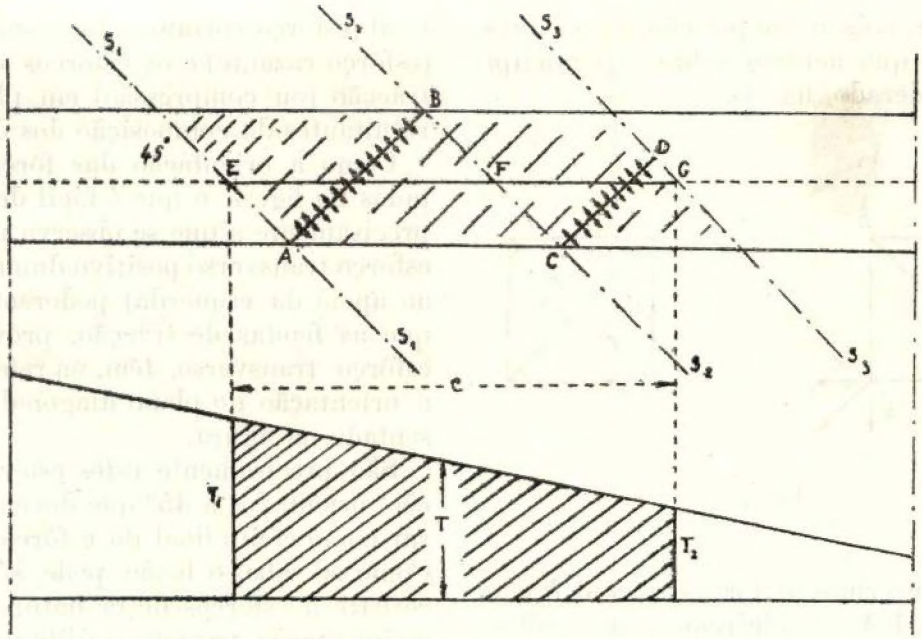


Fig. 5

em que t seria agora o valor médio do esfôrço transverso unitário, no intervalo $\overline{EG} = c$.

Para resistir a êste esfôrço bastaria colocar ferros inclinados a 45°, perpendicularmente a AB, com a secção total:

$$\Omega = \frac{f}{R_a} = \frac{c \times b \times t}{\sqrt{2}\, R_a} \quad \ldots\ldots (1$$

Vejamos agora o que representa o numerador desta fracção $c \times b \times t$.

Por um lado mede o esfôrço razante total ao longo de $\overline{EG}$; por outro, admitindo ser no betão armado, o esfôrço transverso unitário $t = \frac{T}{bz}$ (*) em que z é o braço do binário das fôrças elásticas (e T, neste caso, o valor médio do esfôrço transverso no intervalo) teremos:

$$c \times b \times t = c \times b \times \frac{T}{bz} = \frac{cT}{z}$$

(*) Lembramos aqui que o valor $t = \frac{T}{bz}$ corresponde ao esfôrço unitário máximo numa secção, valor que é atingido na fibra neutra e que se considera constante abaixo dela.

expressão que corresponde ao cociente por z da área tracejada na figura, do diagrama dos esforços transversos, no intervalo considerado.

Vejamos agora qual seria a secção metálica necessária para resistir ao esfôrço f se, em vez de utilizarmos ferros levantados, adoptássemos estribos verticais.

Como é evidente, os estribos estão em piores condições, dada a sua orientação vertical, para resistir aos esforços de tracção

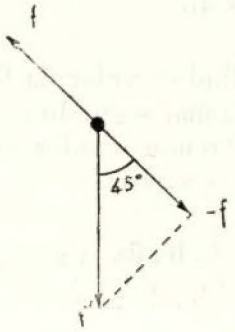


Fig. 6

a 45°. A sua secção total terá de ser, por êsse facto, superior à secção dos varões inclinados equivalentes.

Assim, o esfôrço vertical de tracção a que terão de resistir os estribos será tal que

possa equilibrar a fôrça f pela sua componente segundo a linha de acção da mesma.

Teremos assim:

$$f' = f\sqrt{2} = \frac{c \times b \times t}{\sqrt{2}} \times \sqrt{2} = c \times b \times t$$

donde se conclue que o ***esfôrço de tracção a suportar pelos estribos é igual ao esfôrço razante $c \times b \times t$ no intervalo considerado.***

A secção metálica necessária para resistir a êsse esfôrço será:

$$\Omega' = \frac{f'}{R_a} = \frac{c \times b \times t}{R_a} \quad \ldots\ldots \quad (2$$

Analisando e comparando as fórmulas 1) e 2) poderemos concluir:

a) Para calcular a secção total de estribos a colocar num determinado trôço de viga bastará avaliar o esfôrço razante $c \times b \times t = \frac{c\,T}{z}$ no trôço considerado (o que é o mesmo que o cociente por z da área do diagrama dos esforços transversos, no referido intervalo, expressa em kg $\times$ cm) e determinar a secção de ferro capaz de equilibrar êsse esfôrço trabalhando à carga de segurança R_a (*).

b) Para calcular a secção total de ferros inclinados em condições de absorver a totalidade dos esforços em questão, bastará avaliar da mesma forma o esfôrço razante total no trôço considerado $\frac{c.\,T}{z}$, e dividi-lo pela carga de segurança fictícia

$$R_a \times \sqrt{2} \; (= 1.200 \times \sqrt{2} = \sim 1.700 \text{ kg/cm}^2).$$

Geralmente os efeitos do esfôrço transverso são combatidos pelo uso simultâneo de varões inclinados e estribos verticais. Nessas condições, pela prévia fixação de um dos sistemas de armaduras, se determina a parte do esfôrço que êle pode suportar, restando assim determinar a secção do outro sistema capaz de equilibrar o excedente esfôrço.

Notaremos aqui, mais uma vez, que em todo o estudo feito os símbolos T e t representam os valores *médios* do esfôrço transverso e do esfôrço transverso unitário no intervalo considerado.

O estudo da distribuïção dos estribos e dos varões inclinados ao longo da viga, é feito geralmente, como se sabe, a partir do diagrama dos esforços transversos.

Sôbre o assunto, nada diremos aqui, para não alongar mais as presentes considerações.

* * *

Por último, analisemos o caso corrente da viga simplesmente apoiada e sujeita à acção duma carga uniformemente distribuída.

O diagrama dos esforços transversos é, nesse caso, uma recta que corta o eixo da viga no seu ponto médio.

Admitamos, no entanto, que o esfôrço

(*) Vem a propósito lembrar que as áreas limitadas pelo diagrama dos esforços transversos e por ordenadas correspondentes a duas secções E e G representam o valor da diferença dos momentos flectores nessas duas secções:

$$A = \int_E^G T\,dx = \left(M\right)_E^G = M_G - M_E$$

No caso duma viga simplesmente apoiada (em que os momentos flectores se anulam nos apoios) a medida da área do diagrama em meia viga representará o momento flector a meio vão.

Sendo assim o esfôrço razante total nesse intervalo terá por valor:

$$\frac{T\,l}{2\,z} = \frac{M}{z} = F$$

valor êsse que mede, como se sabe, o esfôrço de tracção no referido ponto médio.

Conclue-se assim que, na hipótese da viga simplesmente apoiada, se a armadura de tracção tiver sido calculada para resistir ao momento flector a meio, bastará, para suportar os efeitos do esfôrço transverso, arbitrar uma secção total de estribos em meia viga, igual à secção total da armadura de tracção.

transverso não se anularia a meio vão mas que teria aí um valor igual a 1/4 do esfôrço transverso máximo (hipótese da carga móvel ocupando metade da viga), e vejamos qual o número de estribos *n* a colocar em meia viga.

Tomando na fórmula (2) $c = \frac{l}{2}$, representando por *S* a secção total de um estribo e por T_o o esfôrço transverso máximo, teremos:

$$\Omega' = nS = \frac{\frac{l}{2} \times b \times \frac{T_o + \frac{T_o}{4}}{2bz}}{R_a} = \frac{5/8\, T_o l}{2 R_a z}$$

ou

$$n = \frac{5\, T_o l}{16 R_a S z}$$

fórmula bastante conhecida e de aplicação corrente.

Estudo experimental de tabuleiros de pontes com apoios inclinados

POR EDGAR CARDOSO
Engenheiro Adjunto da Divisão de Pontes da J. A. E.

Extracto dum trabalho subsidiado pelo Instituto para a Alta Cultura

(Conclusão)

3.ª PARTE — A laje sem nervuras

1 — Generalidades

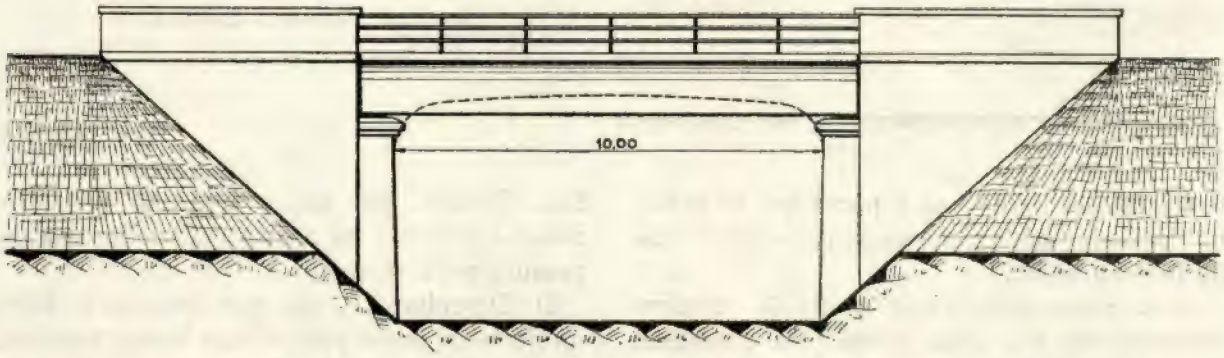
A laje simplesmente apoiada, de betão armado, com livre dilatação horizontal, projectada para a passagem das sobrecargas das pontes de estrada, deixa de ser económica para vãos superiores a três ou quatro metros. Substitue-se, então, por tabuleiros de lajes vigadas, o que corresponde a ter-se retirado, à laje sem nervuras, o betão da zona traccionada, com excepção duma pequena parte (nervuras) destinada a suportar e envolver as armaduras tendidas e a resistir às tensões tangenciais.

Mas, se projectarmos a laje com livre dilatação inclinada e dermos ao tabuleiro disposição ligeiramente curva junto aos apoios, o que quási sempre é possivel, o vão limite económico aumenta muitíssimo podendo mesmo triplicar; mais ainda, é possível, além de aumentar o vão limite económico, reduzir até zero as armaduras correspondentes aos esforços longitudinais. Tudo depende, da inclinação do apoio móvel e da maior ou menor curvatura que se possa dar à laje, da altura da razante, do tipo de encontros e da natureza dos terrenos de fundação.

A livre dilatação dos tabuleiros de betão armado é muito vantajosa por os subtrair aos efeitos das variações de temperatura ambiente e muito principalmente do efeito de contracção do betão durante a prêsa — na direcção do vão — que, como sabemos, é um fenómeno ainda mal investigado, em particular entre nós, de difícil determinação por depender de variadíssimas circunstâncias e que afinal é um dos efeitos principais a considerar nos cálculos.

A construção da laje sem nervuras é bastante mais fácil que a da laje nervurada, quer na execução dos cavaletes e moldes quer na colocação das armaduras e na betonagem, factores de pêso a considerar nas pequenas pontes.

Por tôdas estas razões julgamos perfeitamente justificado o interêsse que tivemos em calcular os tabuleiros de lajes sem nervuras com livre dilatação inclinada. Suporemos, para concretizar, já como fizemos na laje nervurada,



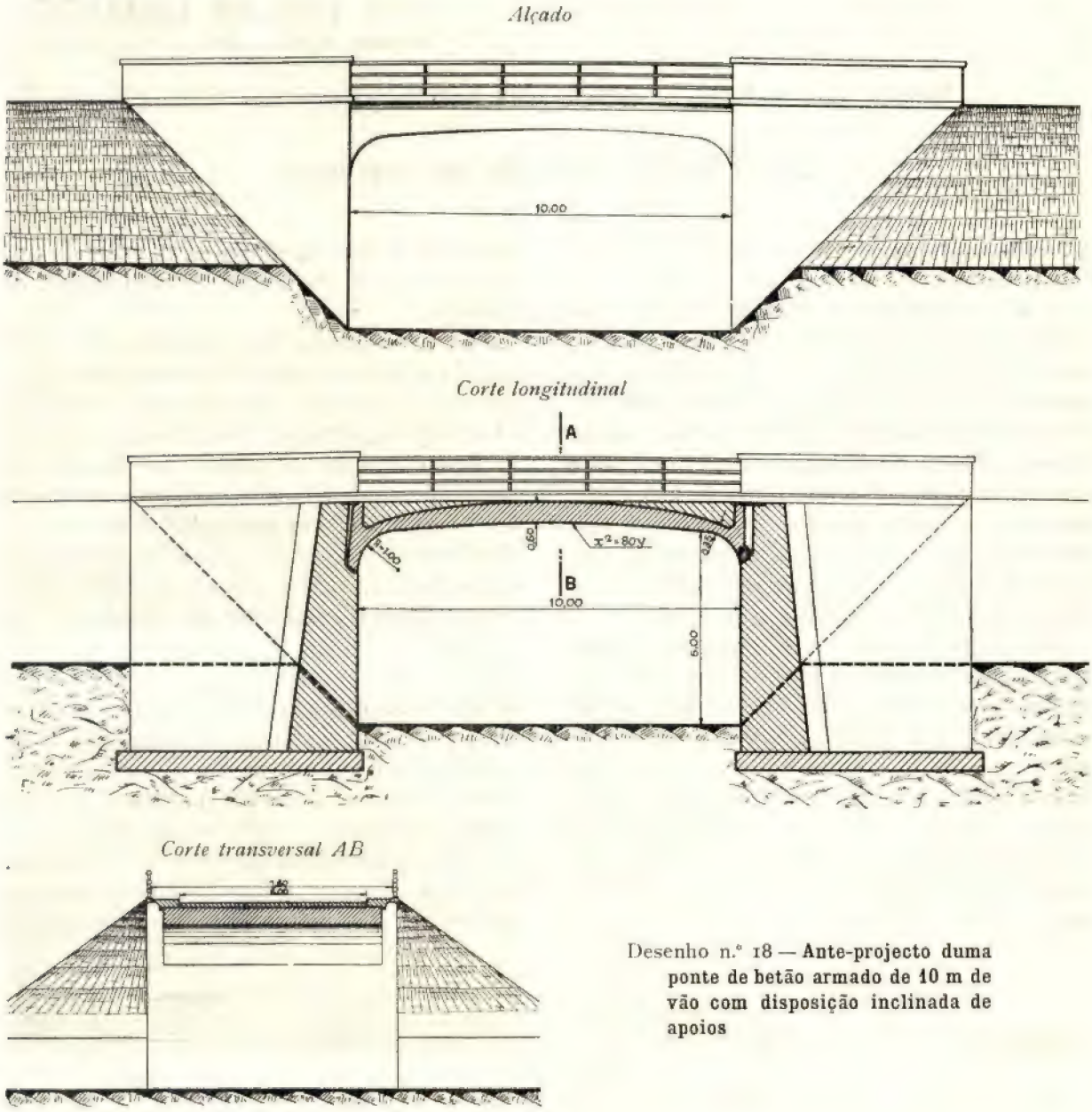
Desenho n.º 17 — Ponte de vigas rectas de betão armado de 10 m de vão com dilatação horizontal

estudada na segunda parte, que há a calcular um tabuleiro de $10^m,00$ de vão, que é o de maior aplicação prática; mais ainda, que os encontros e as fundações só permitem, com economia, a inclinação de apoios de 45° e que a ponte deve ter a mesma secção de vazão e o mesmo «gabarit» que a ponte que se indica no Desenho n.º 17, formada por vigas rectas de betão armado.

Mas, como determinar a tensão máxima desenvolvida em cada ponto pela passagem das sobrecargas e quais serão as tensões máximas totais desenvolvidas para as solicitações mais desfavoráveis? É o que vamos ver.

Os esforços totais das secções são máximos na parte central do tabuleiro, decrescendo à medida que nos afastamos do meio vão para depois aumentarem na zona próxima do apoio fixo. Demos, por tal motivo, ao tabuleiro, maior espessura no centro reduzindo essa espessura para os apoios.

O Desenho n.º 18, que mostra o ante-projecto da ponte preconizada indica, também, no corte longitudinal, a forma geométrica e de



Desenho n.º 18 — **Ante-projecto duma ponte de betão armado de 10 m de vão com disposição inclinada de apoios**

apoio do elemento de principal resistência, a calcular.

2 — Os modelos executados. Montagem para ensaio

Executámos um modêlo, designado por modêlo A, que é geomètricamente o tabuleiro indicado no Desenho 18 à escala 1 : 20. O vão é, portanto, 50 cm e a largura 35 cm; as espessuras variam de 3 cm a 1,75 cm.

A dosagem da massa utilizada foi 100 de gêsso para 66,7 de água em pêso, gastando o modêlo cêrca de 6 kg de gêsso.

O modêlo, uma vez sêco e riscado, foi montado na mesa de ensaio. Atendendo às grandes cargas concentradas que é necessário colocar sôbre o modêlo, tivemos de construir, na mesa, um dispositivo que permitisse aplicá-las verticalmente, em qualquer ponto do tabuleiro, só pela colocação duma pequena carga. Tal dispositivo é formado por duas corrediças e uma alavanca de braços muito desiguais, alavanca que é suportada pelo grampo que carrega o modêlo. Nas fotog. 19. vê-se claramente o modêlo montado na mesa de ensaio com os extensómetros e o dispositivo amplificador da carga de ensaio.

Executámos um outro modêlo — modêlo B — com as mesmas dimensões de fôlha média mas com metade das espessuras do anterior.

A fotografia 20 mostra êste modêlo a ser ensaiado. A carga de ensaio é o grampo com as duas marretas; os extensómetros são montados em várias secções, vendo-se nìtidamente dois dêles conjugados para a determinação das tensões nas faces inferior e superior do bôrdo da secção 0.5 do modêlo.

Finalmente, executámos um terceiro modêlo — modêlo C — ainda com a mesma fôlha média mas de muito fracas espessuras para poder ser estudado com o auxílio dos flexímetros, e com a dosagem diferente da dos anteriores e que foi 100 de gêsso para 60 de água. As fotografias 21 e 22 dão um aspecto da montagem do modêlo e dos aparelhos, notando-se nas figuras, à direita, um amplificador de movimentos — flexímetro — que permite medir os movimentos do bloco pendular do apoio móvel.

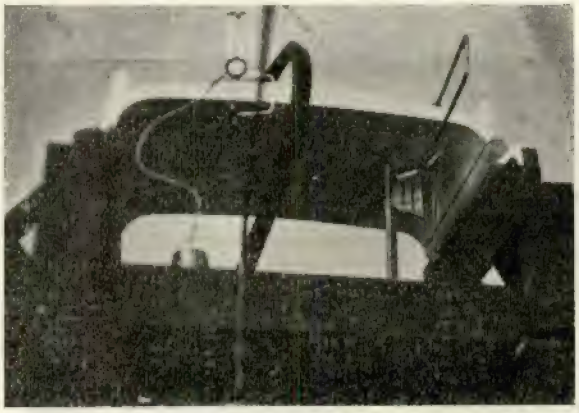


Fig. 19

3 — O cálculo analítico dos esforços, das tensões e das armaduras

Já vimos que o nosso Regulamento do Betão Armado obriga a calcular uma abóbada admitindo que as cargas concentradas se distribuem

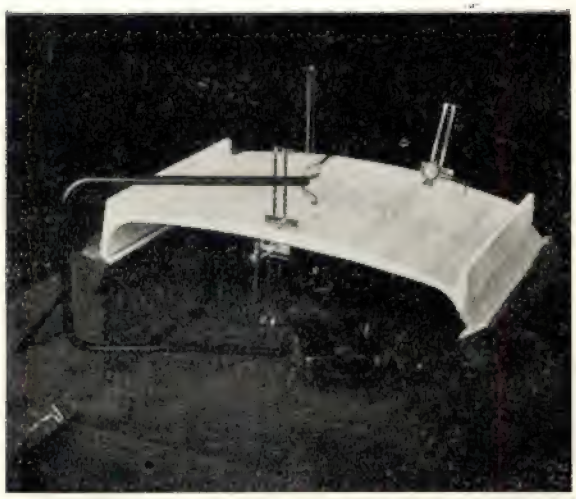


Fig. 20

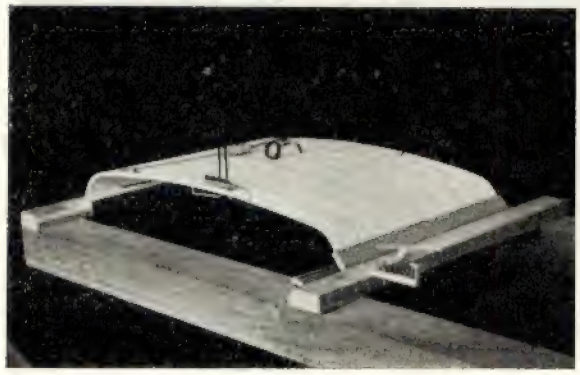


Fig. 21

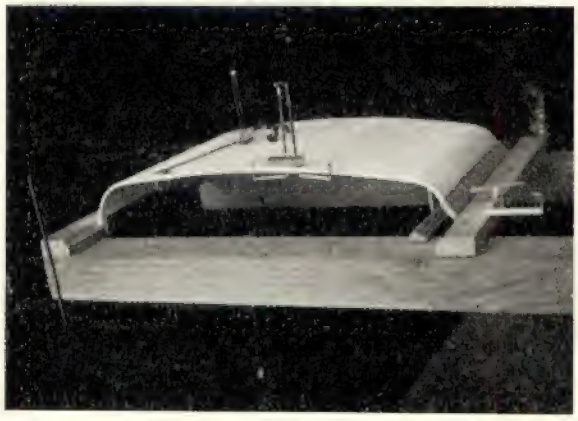


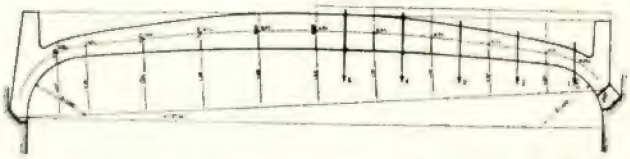
Fig. 22

no sentido transversal uniformemente sôbre tôda a largura; quere dizer, deverá assemelhar-se a abóbada a um arco. Diz o mesmo Regulamento que se pode calcular uma laje simplesmente apoiada em dois lados ou em 2 vigas, admitindo que uma carga concentrada se distribue — no caso mais geral — por uma largura igual a $^2/_3$ do vão, o que nos nossos modelos corresponderia a distribuir a carga concentrada uniformemente por tôda a largura dos mesmos.

Quer assemelhemos os tabuleiros, a estudar, a abóbadas ou a lajes, teremos pelo Regulamento, tensões bastante inferiores às que na realidade se deverão desenvolver, porque tais tabuleiros são casos especiais que saem fora dos tipos correntes.

Como calcular então êsses tipos de tabuleiros?, repetimos. A resolução prática é só a experimental, como vimos. Para comparação de resultados vamos admitir como válidas as hipóteses formuladas que correspondem a considerar as cargas concentradas sem distribuïção no sentido longitudinal, mas distribuindo-se uniformemente por tôda a largura no sentido transversal; corresponde portanto ao cálculo dum arco, no plano.

O Desenho n.º 23 dá os elementos geométricos e de cálculo da abóbada.



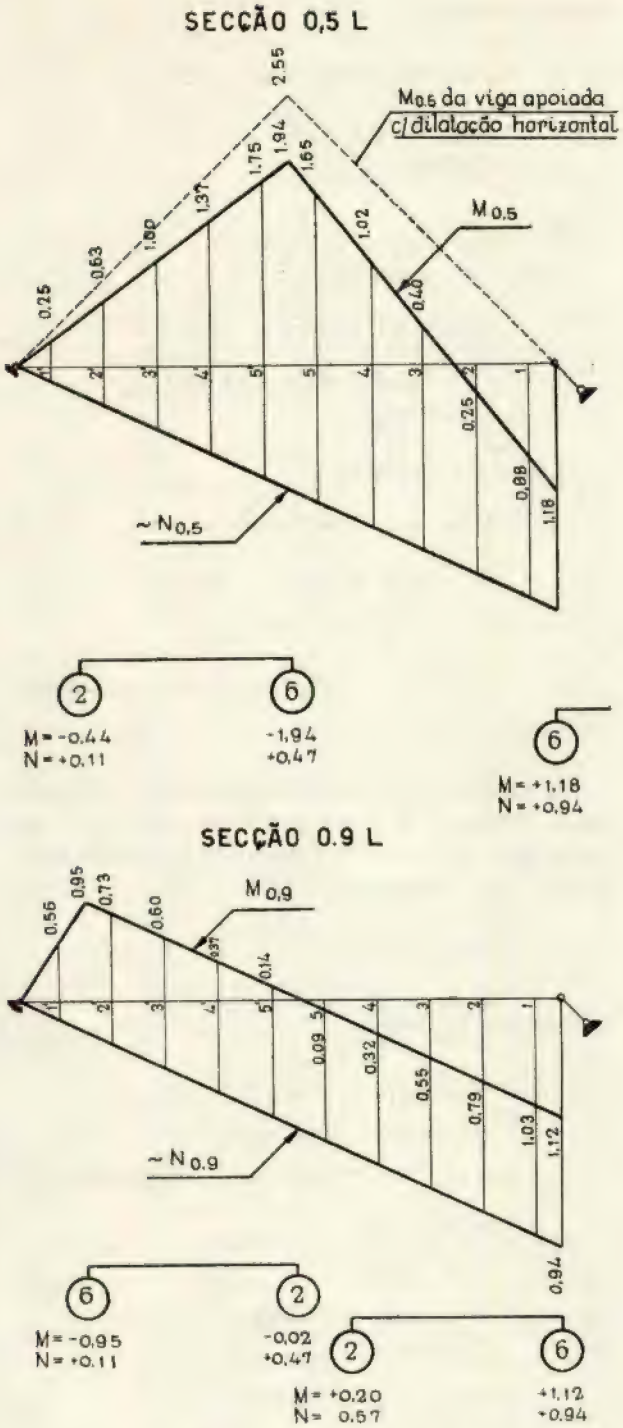
Desenho n.º 23 — **Elementos geométricos e de cálculo**

Os apoios são desnivelados; o apoio fixo está mais baixo $0^m,62$ o que corresponde a um ângulo de 3º 30'. Nestas condições uma carga unitária concentrada no apoio móvel produz um impulso, na direcção da recta que une os apoios, igual a

$$b = \frac{\text{sen } 45^\circ}{\text{sen } 48^\circ\ 30'} = 0{,}94$$

A — *Linhas de influência dos esforços.*

A linha de influência dos impulsos segundo a direcção dos apoios é um triângulo tendo por base o vão e por altura, sôbre o apoio fixo, o valor $b = 0{,}94$.



Desenho n.º 24 — Linhas de influência dos esforços **(Método analítico)**

As linhas de influência dos momentos flectores são formadas por segmentos de recta para o que é suficiente o cálculo das ordenadas sôbre o apoio móvel inclinado e sôbre a secção em estudo. A primeira ordenada é (ver Desenho 23) dada pelo produto by_1 em que y_1 é a distância da fibra média da secção em estudo à reacção do apoio fixo, quando a carga está sôbre o apoio móvel. A ordenada da linha de influência do momento flector sôbre a secção é deduzida gràficamente a partir da ordenada sôbre o apoio móvel e da ordenada dos momentos duma viga simplesmente apoiada com dilatação horizontal.

As secções de maior interêsse são a do meio vão (secção 0.5) e a secção junto ao apoio fixo aonde a curvatura diminue ràpidamente (secção 0.9).

As ordenadas das linhas de influência sôbre o apoio móvel, são portanto:

Secção 0.5 $m = 0{,}94 \times 1{,}25 = 1{,}18$ kgm
Secção 0.5 $m = 0{,}94 \times 1{,}19 = 1{,}12$ kgm

e sôbre as secções, considerando a laje simplesmente apoiada com dilatação horizontal:

Secção 0.5 $m = -\frac{5{,}20}{10{,}20} \times 5{,}00 = -2{,}55$ kgm

Secção 0.9 $m = -\frac{1{,}20}{10{,}20} \times 9{,}00 = -1{,}06$ kgm

No Desenho n.º 24 estão indicadas estas linhas, que correspondem ao vão real da obra; nos modelos reduzidos feitos à escala 1 : 20 as ordenadas serão 20 vezes menores.

Os momentos flectores devidos à carga permanente, são dados no seguinte quadro I:

QUADRO I

Momentos flectores devidos à carga permanente

Divisões da abóbada	Cargas	Secção 0.5 L		Secção 0.9 L	
		Orden.	m	Orden.	m
1 e 1'	22,1	+2,88—0,25	+13,9	+1,03—0,56	+10,4
2 e 2'	16.4	+0,25—0,63	— 6,2	+0,79—0,73	+ 1,0
3 e 3'	15,2	—0,40—1,00	—21,2	+0,55—0,69	— 0,8
4 e 4'	14,5	—1,02—1,37	—34,6	+0,32—0,37	— 0,8
5 e 5'	14,2	—1,65—1,75	—48,3	+0,09—0,14	— 0,7
Somas	82,4 t	— 96,4 tm		+ 9,1 tm	

Quanto aos esforços normais nas secções 0.5 L e 0.9 L são dados com suficiente aproximação por:

$$N = 0{,}94 \times 82{,}4 = 77{,}5 \text{ t}$$

Para obtermos os valores exactos teríamos de projectar o valor 77,5 t, que faz um ângulo de 3° e 30' com a horizontal, sôbre as normais às secções 0.5 L e 0.9 L.

Os esforços devidos à passagem dos auto-camiões regulamentares, afectados do coeficiente dinâmico 1,3, serão (ver linhas de influência, Des. n.º 24), por caberem 2 carros a par:

Secção 0.5 L

Momento flector máximo positivo:

$$M = 1{,}18 \times 4 \times 6 \times 1{,}3 = 36{,}8 \text{ tm}$$

Esfôrço normal correspondente:

$$N = 0{,}94 \times 4 \times 6 \times 1{,}3 = 29{,}3 \text{ t}$$

Momento flector máximo negativo:

$$M = -(0{,}44 \times 2 + 1.94 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = -65{,}1 \text{ tm}$$

Esfôrço normal correspondente:

$$N = (0{,}11 \times 2 + 0{,}47 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = 15{,}8 \text{ t}$$

Secção 0.9 L

Momento flector máximo positivo:

$$M = -(0{,}20 \times 2 + 1{,}12 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = 37{,}0 \text{ tm}$$

Esfôrço normal correspondente:

$$N = (0{,}57 \times 2 + 0{,}94 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = 35{,}3 \text{ t}$$

Momento flector máximo negativo:

$$M = -(0{,}02 \times 2 + 0{,}95 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = -29{,}8 \text{ tm}$$

Esfôrço normal correspondente:

$$N = (0{,}47 \times 2 + 0{,}11 \times 6) \times 4 \times 1{,}3 = 8{,}3 \text{ t}$$

Os esforços máximos totais absolutos, desprezando a sobrecarga dos passeios, que é pequena, são:

Secção 0.5 L

$$M = -96{,}4 - 65{,}1 = -161{,}5 \text{ tm}$$

$$N = 82{,}4 + 15{,}8 = 98{,}2 \text{ t}$$
corresp.

Secção 0.9 L

Máximo positivo:

$$M = 9{,}1 + 37{,}0 = 46{,}1 \text{ tm}$$

$$N = 82{,}4 + 35{,}3 = 117{,}7 \text{ t}$$
corresp.

Máximo negativo:

$$M = 9{,}1 - 29{,}8 = -20{,}7 \text{ tm}$$

$$N = 82{,}4 + 8{,}3 = 90{,}7 \text{ t}$$
corresp.

B — *As tensões devidas à carga concentrada móvel.*

As superfícies de influência das tensões nas faces superior e inferior da secção 0.5 L da obra real serão (ver Desenhos 23 e 24) definidas pelas ordenadas:

Face superior:

$$R_{0.5} = \frac{6\,M}{b\,h^2} + \frac{N}{b\,h}$$

$$= \frac{6 \times 194}{700 \times 60^2} + \frac{0{,}47}{700 \times 60} =$$

$$= 0.472 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

$$R_0 = \frac{6\,M}{b\,h^2} + \frac{N}{b\,h}$$

$$= \frac{6 \times 118}{700 \times 60^2} + \frac{0.94}{700 \times 60} =$$

$$= 0.259 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracção)}$$

Face inferior:

$$R_{0.5} = \frac{6 \times 194}{700 \times 60^2} - \frac{0.47}{700 \times 60} =$$

$$= 450 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracção)}$$

$$R_0 = \frac{6 \times 118}{700 \times 60^2} + \frac{0.94}{700 \times 60} =$$

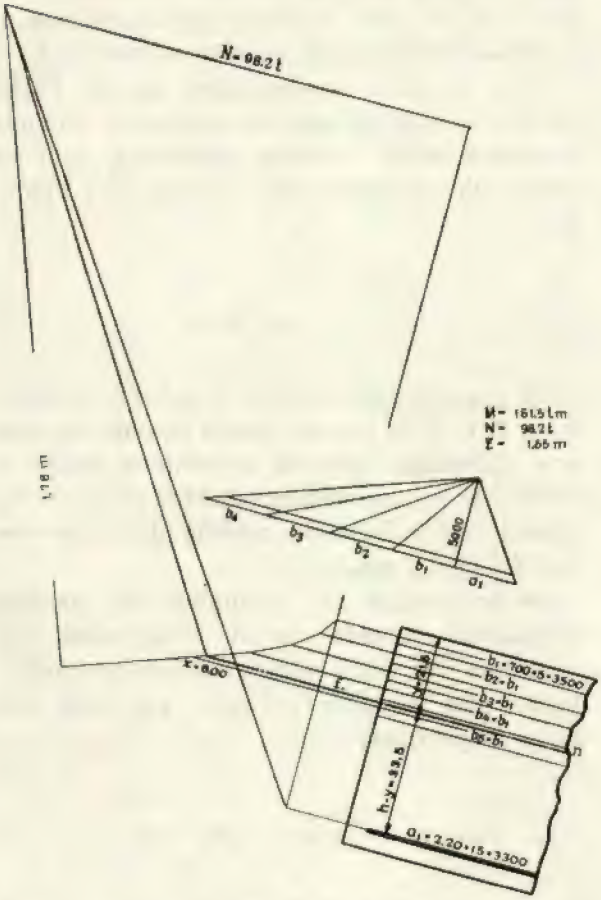
$$= 0{,}303 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

As superfícies de influência das tensões nas faces superior e inferior da secção 0.9 L serão definidas, idênticamente, pelas ordenadas:

Face superior:

$$R_{0.5} = \frac{6 \times 95}{700 \times 35^2} + \frac{0.11}{700 \times 35} =$$
$$= 0{,}669 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

$$R_o = \frac{6 \times 112}{700 \times 35^2} - \frac{0.94}{700 \times 35} =$$
$$= 0{,}746 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracção).}$$



Desenho n.º 25 — Verificação das tensões da secção 0.5 pelo «Gráfico de Mohr» **(Método analítico)**

Face inferior:

$$R_{0.9} = \frac{6 \times 95}{700 \times 35^2} - \frac{0.11}{700 \times 35} =$$
$$= 0.661 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracção)}$$

$$R_o = \frac{6 \times 112}{700 \times 35^2} + \frac{0.94}{700 \times 35} =$$
$$= 0.823 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2 \text{ (compressão)}$$

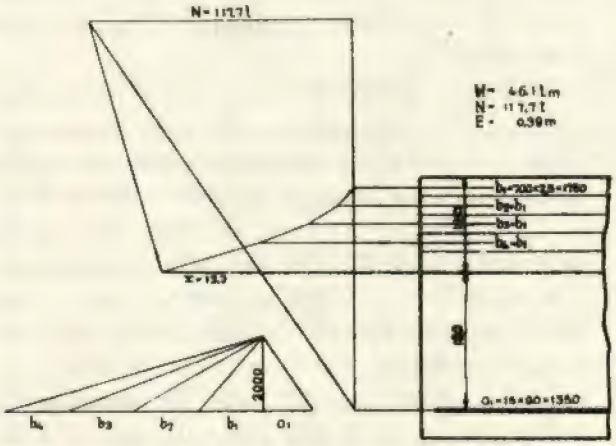
Estas superfícies de influência vão-nos servir mais tarde para comparação com as superfícies obtidas experimentalmente.

C — *Tensões máximas desenvolvidas. Armaduras empregadas.*

Conhecidos os momentos flectores e os esforços normais sôbre cada secção, estamos aptos a verificar as tensões desde que se arbitrem as armaduras a empregar.

Colocamos na armadura de tracção da secção 0.5 L ferros com uma secção total de 220 cm² (o que se pode realizar, por exemplo, com 70 ø 20 mm), e na secção 0.9 L, uma armadura com 90 cm² (por exemplo 70 ø 13 mm) para resistir ao momento flector positivo que é o maior.

Verificadas as tensões pelo método gráfico de «Mohr», nos Desenhos n.os 25 e 26, obtiveram-se os seguintes valores:



Desenho n.º 26 — Verificação das tensões da secção 0.9 pelo «Gráfico de Mohr» **(Método analítico)**

Secção 0.5 L

$$R'_b = \frac{98200 \times 21{,}5}{8{,}00 \times 5000} = 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{33{,}5}{21{,}5} \times 15 \times 53 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Secção 0.9 L

$$R'_b = \frac{117700 \times 13{,}0}{13{,}3 \times 2000} = 58 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = \frac{18{,}0}{13{,}0} \times 15 \times 58 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

que consideramos admissíveis.

4 — O cálculo experimental.

A — *Métodos utilizados — A estrutura base.*

Para o estudo das lajes sem nervuras utilizamos os dois métodos descritos na 1.ª Parte baseados na medida das variações angulares com o auxílio dos flexímetros e na medida das dilatações das fibras com os extensómetros.

Já vimos também que a medida da variação angular de duas normais vizinhas, duma superfície, dá o estado de tensão da zona entre essas normais se a curvatura da superfície não é grande e se o esfôrço normal não predomina exageradamente. Mas, para que essa variação angular seja apreciável teremos de empregar modelos de fracas espessuras; por tal motivo executámos o modêlo C.

Os modelos A e B não podem, assim, ser ensaiados com os flexímetros devido às suas grandes espessuras; utilizámos, então, os extensómetros.

Parece, à primeira vista, que é necessário conhecer, principalmente, o módulo de elasticidade E do material empregado nos modelos e a amplificação dos aparelhos de medida. Poderá, ainda, oferecer dúvidas não só a determinação de E como também a construção dos aparelhos e suas amplificações, o que afectaria directamente os resultados. Mas, os valores obtidos merecem tôda a confiança porque temos possibilidade de eliminar a determinação de E e o valor da amplificação dos aparelhos e ainda, de verificar por outros meios todos os resultados. Com efeito, se de qualquer dos modelos cortarmos uma fatia longitudinal de fraca largura e ensaiarmos esta fatia como viga, com os aparelhos montados nas mesmas posições que tinham nos modelos, ficaremos a conhecer para que esfôrço — que sabemos calcular por a estrutura ser isostática — corresponde o desvio lido nos aparelhos. Por exemplo, suponhamos que no flexímetro 1 montado na laje modêlo C a carga + 0,5 kg produziu um desvio de 7 divisões. Qual é o momento flector, na unidade de largura, desenvolvido no modêlo?

Montamos o flexímetro na tal fatia que havíamos cortado — a que chamaremos *estrutura ou sistema base* — na mesma secção correspondente da laje e com a mesma base de medida. Obrigávamos o sistema base a funcionar como uma viga em consola e colocávamos a uma certa distância do aparelho uma carga variável até produzir o desvio da agulha do aparelho igual a 7 divisões. O produto do valor da carga que produzir êsse desvio pela distância ao flexímetro, dividido pela largura do sistema base, é precisamente o momento flector procurado. Poder-se-ia também ensaiar a estrutura base como viga de apoios inclinados, com a mesma disposição do ensaio da laje, para a qual sabemos calcular os esforços desenvolvidos. Foi por êste processo que estudámos os modelos A e B e pelo anterior o modêlo C.

Pelos motivos apresentados na 2.ª Parte, limitamo-nos a calcular os momentos flectores aparentes e as tensões aparentes, que se obtêm directamente pelas leituras dos aparelhos.

B — *Montagem dos aparelhos.*

Os extensómetros foram montados nos modelos A e B do mesmo modo (e com os mesmos cuidados) que os montámos sôbre o modêlo da laje nervurada estudada na 2.ª Parte, apenas com a base de medida diferente que aqui foi de 15 mm.

Os flexímetros são montados de maneira semelhante devendo contudo observar-se que cada uma das peças que se apoiam no modêlo fiquem em contacto perfeito com êste nas zonas respectivas.

C — *Cargas de ensaio a suportar pelos modelos.*

Um ensaio preliminar sôbre o modêlo C permitiu concluir que a secção em peores condições para a carga única concentrada era a secção 0.9 junto a um dos bordos livres e que para essa secção, poder-se-ia assemelhar o cálculo da abóbada ao dum arco de largura igual a 8 cm (cêrca de $\frac{1}{4,5}$ da largura total da abóbada). Desprezando a compressão, teremos:

Para o modêlo A, com a carga de 1 kg:

$M = 4{,}70$ kg cm
$b = 8$ cm
$h = 1{,}8$ cm

$$R = \frac{6\,M}{b\,h^2} = \frac{6 \times 4{,}70}{8 \times 1{,}8^2} = \sim 1{,}1 \text{ kg/cm}^2$$

poder-se-á aplicar 24 kg junto aos bordos livres visto corresponder a uma tensão aproximada a 27 kg/cm² a que o gêsso resiste com segurança. Afastado dos bordos poder-se-á atingir 45 kg.

Para o modêlo B, com a carga de 1 kg:

$M = 4{,}70$ kg cm
$b = 8$ cm
$h = 0{,}9$ cm

$$R = \frac{6 \times 4{,}70}{8 \times 0.9^2} = \sim 4{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

aplicaremos 7 kg junto aos bordos o que corresponde a 30 kg/cm² e para o interior poder-se-á atingir 12 kg.

Para o modêlo C, com a carga de 1 kg:

$M = 4{,}70$ kg cm
$b = 8$ cm
$h = 0{,}23$ cm

$$R = \frac{6 \times 4{,}70}{8 \times 0{,}23^2} = 67 \text{ kg/cm}^2$$

A carga máxima a aplicar será 0,5 kg, junto aos bordos podendo ir até 1 kg quando afastado dêsses bordos.

D — *Zona de distribuïção das cargas de ensaio.*

Para distribuir a carga concentrada de ensaio empregamos, nos modelos A e B tacos circulares de celulóide respectivamente com 2 e 1 cm de diâmetro, na base.

Para o modêlo C, devido à pequena carga a colocar, a ponta do grampo deixa de ser cónica para ser esférica, pelo que apoia directamente no modêlo, sem o ferir. O diâmetro da esfera é 4 mm, que permite uma centralização da carga muito aproximada.

E — *Como aplicar as cargas de ensaio.*

As cargas de ensaio deverão ser aplicadas lentamente e sem choques, como ficou exposto na 2.ª Parte do presente trabalho.

F — *Os ensaios, as leituras efectuadas e a discussão dos resultados.*

Já dissémos que havíamos executado 3 modelos para comparação dos resultados obtidos por métodos diferentes e para ver a influência da variação das espessuras na distribuïção dos esforços.

As secções que vamos estudar são a do meio vão, designada por 0,5 e a secção distante desta $4^m{,}00$ para o lado do apoio fixo aonde a curvatura do intradorso diminue ràpidamente, designada por 0,9. Estudaremos cada uma destas secções em três pontos: no bôrdo, a 1/8 do bôrdo (que corresponde aproximadamente ao limite da faixa de rolagem) e no centro.

Apresentaremos os ensaios da laje delgada separados dos que se efectuaram sôbre os modelos A e B, começando pelos primeiramente citados.

a) *Laje delgada.*

A laje delgada foi estudada com os nossos flexímetros, sendo estes montados com uma base de medida 15 mm.

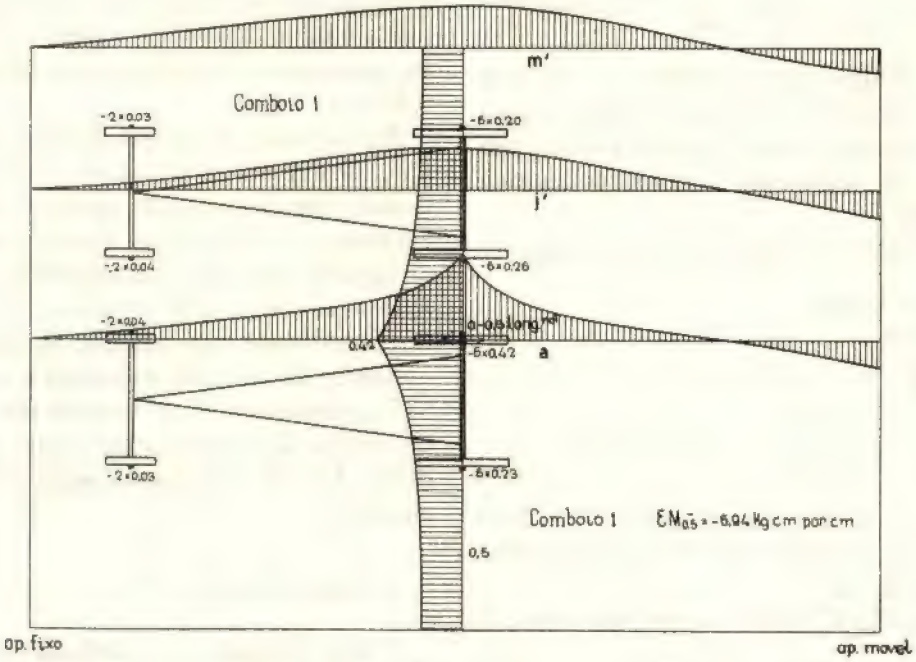
O sistema base considerado foi uma fatia longitudinal do modêlo, que destacamos com a largura de 33,3 mm e que fizemos funcionar como viga consola para a secção 0.5. A leitura dos flexímetros, para o momento solicitante conhecido, permite obter a *constante do ensaio* para cada secção, constante que engloba a amplificação do aparelho, o momento de inércia da secção e o módulo de elasticidade do material do modêlo.

Designamos a secção 0.5, no centro, por (a — 0.5 long.) ou (a — 0.5 transv.) conforme se considera o momento flector na direcção longitudinal ou na direcção transversal; a secção 0.5 a 1/8 de vão, por (j — 0.5 long.) ou (j — 0.5 transv.); e no bôrdo (m — 0.5 long.) ou (m — 0.5 transv.). Idênticamente, os pontos considerados na secção 0.9 são designados respectivamente por (a — 0.9 long.) e (a — 0.9 transv.), (j — 0.9 long.) e (j — 0.9 transv.), (m — — 0.9 long.) e (m — 0.9 transv.).

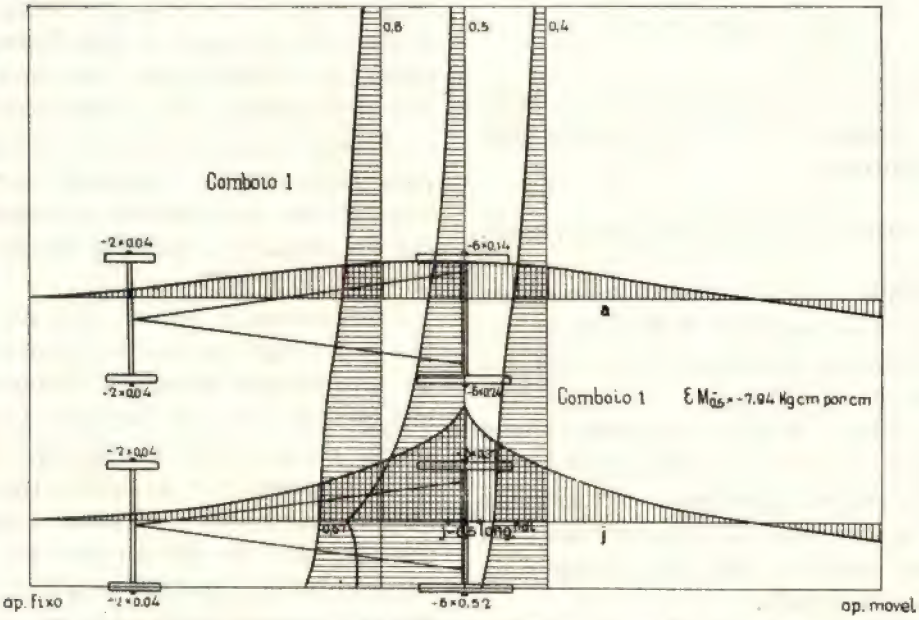
Os Desenhos n.os 27, 28 e 29 dão-nos as superfícies de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal nos três pontos (a — 0.5), (j — 0.5) e (m — 0.5), por algu-

mas das suas secções principais. Vê-se desde já que não é indiferente a posição das cargas concentradas no sentido transversal pois que

A análise destas superfícies mostra, principalmente, que os momentos flectores devidos às cargas concentradas não se distribuem uni-



Desenho n.º 27 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (a — 0.5 long.) do modêlo C **(Método experimental)**



Desenho n.º 28 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (j — 0.5 long.) do modêlo C **(Método experimental)**

a ordenada máxima negativa no centro é 0,42 quando no bôrdo deve ultrapassar o valor encontrado 0,76.

formemente pela secção transversal aonde actuam visto que as linhas de influência transversais na vizinhança da secção em estudo

estão longe de serem rectângulos; os momentos flectores numa secção podem, pelo contrário, considerar-se uniformemente distribuídos por tôda a secção quando êsses momentos são produzidos por cargas que actuem em secções transversais afastadas da secção.

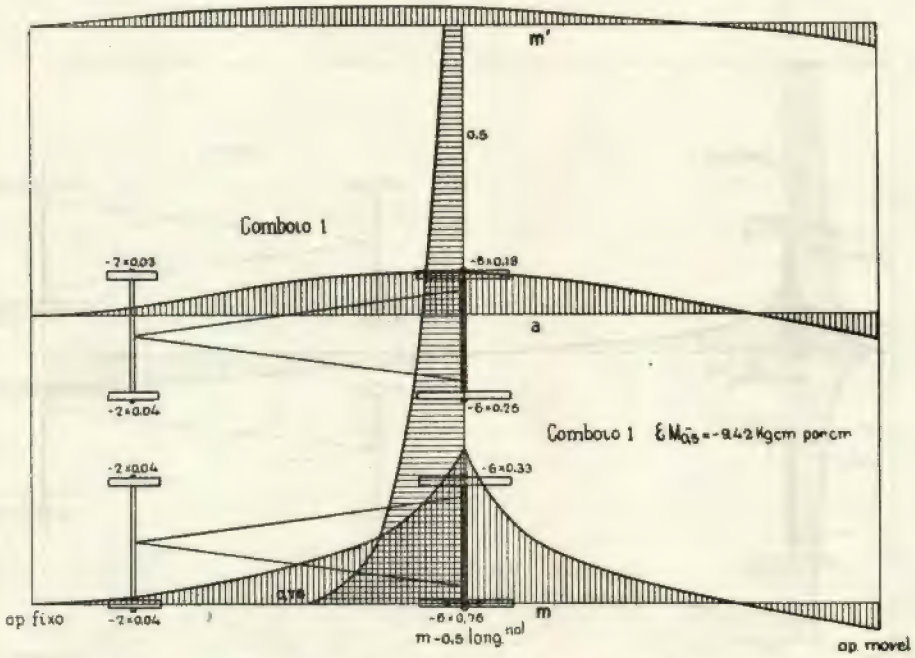
Ao determinarmos as tensões nas secções vizinhas da secção 0.5, produzidas por uma carga concentrada afastada destas secções, podemos supor que a estrutura funciona como uma viga, isto é, podemos considerar tôda a secção transversal a resistir uniformemente, mas tal hipótese falha completamente quando a carga concentrada está próxima da secção a estudar. Deve entender-se por afastamento da carga em relação à secção, o afastamento na direcção longitudinal, porque, mesmo que a carga esteja afastada, mas só no sentido transversal, já não é válida a distribuïção uniforme do esfôrço pela secção. É também evidente que o efeito de não distribuïção uniforme no sentido transversal é atenuado quando sôbre a secção transversal actuam várias cargas; é o caso mais freqüente e que corresponde à passagem simultânea e a par do maior número de combóios de carga. Mas, no entanto, as diferenças não são para desprezar; assim, nós encontrámos para a passagem dos carros sôbre a secção 0.5 os seguintes momentos negativos nos três pontos dessa secção:

No centro..... $M = -6{,}64$ kgcm por cm
A 1/8 dos bordos $M = -7{,}94$ kgcm por cm
Nos bordos..... $M = -9{,}42$ kgcm por cm

A 1/8 do bôrdo é portanto 15 % maior e no bôrdo 36 %.

Se considerássemos a distribuïção uniforme dever-se-ia obter, pela teoria, em qualquer ponto (ver cálculos anteriores):

$$M = \frac{-65{,}1 \times 60}{1{,}3 \times 35} = -7{,}1 \text{ kg cm por cm}$$



Desenho n.º 29 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (m — 0.5 long.) do mod. C (**Metodo experimental**)

ou experimentalmente, considerando as ordenadas médias das linhas de influência transversais:

$$M = -4 \times 6 \times 0{,}25 + 4 \times 2 \times 0{,}04 = -$$
$$= -6{,}3 \text{ kg cm por cm}$$

Apareceu agora uma divergência entre a teoria e a experiência; o êrro resulta da imperfeição do modêlo e dos seus apoios, principalmente do apoio móvel, de um ligeiro

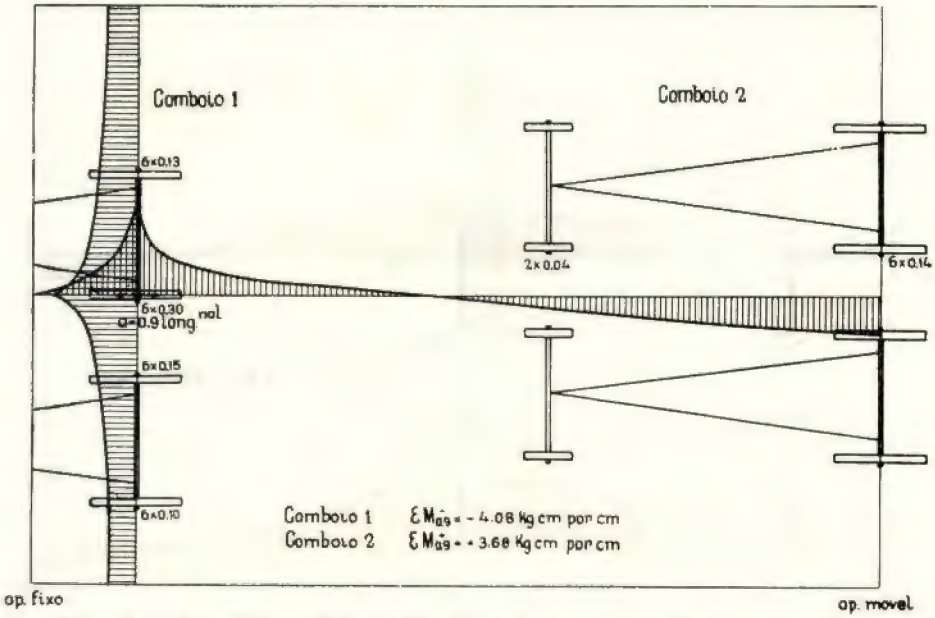
atrito neste, da incerteza da sua inclinação, da montagem improvisada para os ensaios, e do elemento base, mas é apenas da ordem de 12 %. Acrescentaremos ainda que uma grande parte da diferença encontrada — 0,8 resulta do modêlo não ter 35 cm de largura como admitimos na fórmula teórica anterior, mas sim, 36,3 cm; nestas condições teríamos:

$$M = \frac{-65{,}5 \times 5{,}0}{-1{,}3 \times 36{,}3} = -6{,}9 \text{ kg cm por cm}$$

baixando o êrro para 0,6 ou seja para menos de 9 %. Um estudo mais pormenorizado do êrro examinando uma por uma as suas causas, o que é sempre possível, baixaria ainda o seu valor, graças aos métodos de ensaio utilizados.

dentes da secção 0.5. Nota-se igualmente, entre essas linhas, ordenadas muito diferentes, ordenadas que aumentam ràpidamente à medida que nos aproximamos do bôrdo livre; contudo, têm áreas muito semelhantes o que comprova a igualdade de esforços nos vários pontos dessa mesma secção transversal quando a carga se distribue uniformemente pela secção. A área dessas secções transversais pode dar-nos a *constante* de ensaio evitando-se assim o estudo da estrutura base; basta igualar essa área ao momento correspondente do sistema que admitimos funcionando teòricamente como viga. Foi dêste modo que calculamos a secção 0.9.

Cada uma das linhas de influência longitudinais dessa secção 0.9 tem também forma



Desenho n.º 30 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (a—0.9 long.) do modêlo C **(Método experimental)**

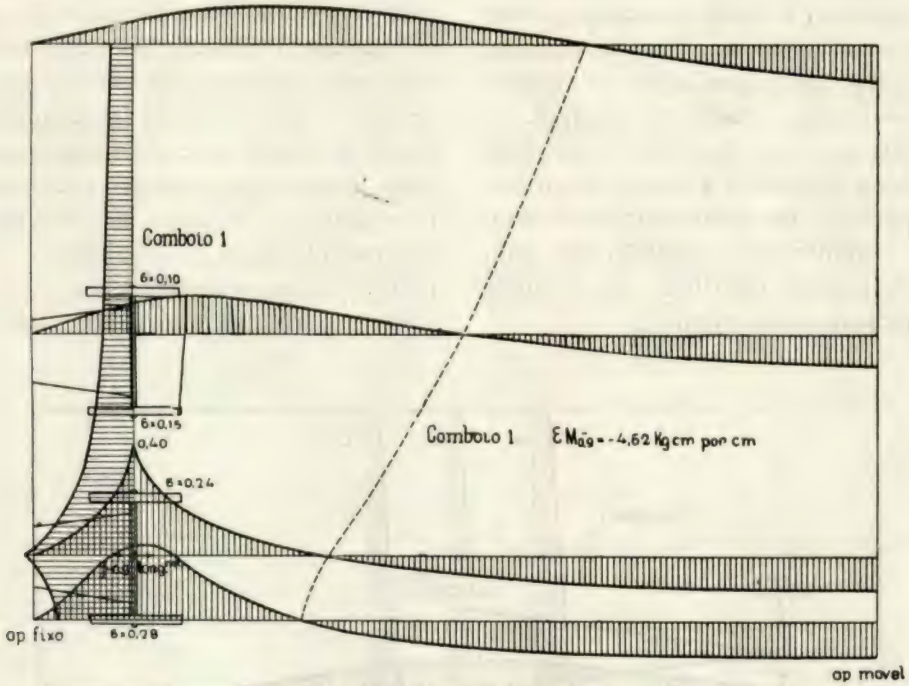
Nos Desenhos n.º 30, 31 e 32 indicamos as superfícies de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal, no centro, a 1/8 de bôrdo e no bôrdo respectivamente designados por (a — 0,9), (j — 0.9) e (m — 0.9), e representadas pelas suas secções mais notáveis.

As linhas de influência transversais, da secção 0.9 àparte a escala, têm o aspecto muito semelhante das linhas de influência correspon-

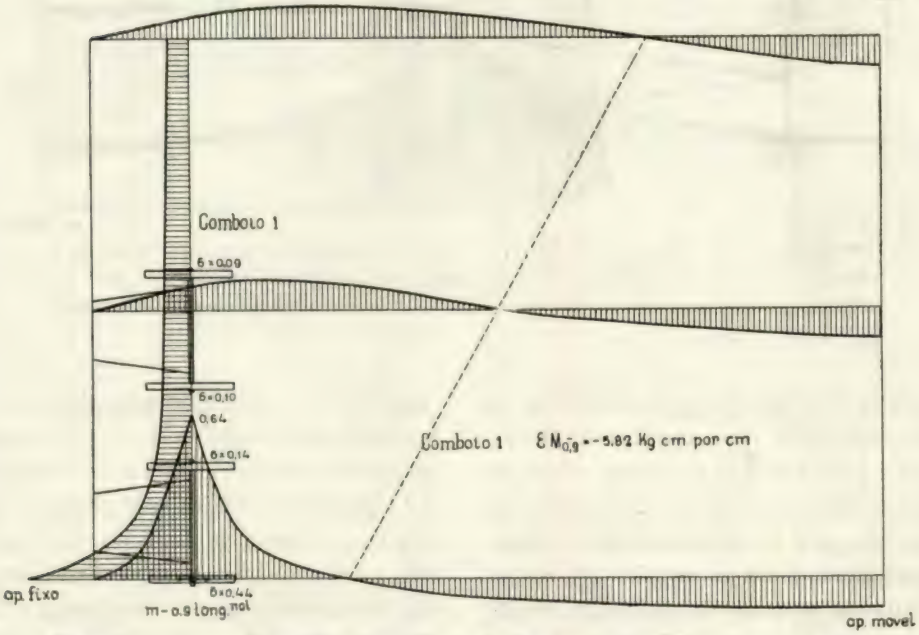
idêntica à da secção 0.5; a linha de influência sôbre a secção apresenta um ponto singular sôbre a secção, para ràpidamente se tornar contínua, sem essas descontinuïdades, à medida que nos afastamos, no sentido transversal. Mas, o que de mais curioso se observa é que os pontos de momento nulo estão sôbre linhas enviezadas e os máximos das secções das superfícies não estão também sôbre o mesmo plano transversal do tabuleiro.

Êste facto foi já evidenciado no estudo da laje nervurada da 2.ª Parte. Há uma distorção da laje, bem mais nítida nesta laje sem nervuras, tornada evidente pelas linhas de momento nulo indicadas a tracejado nos Desenhos n.os 31 e 32.

Esta distorção do tabuleiro faz com que não se deva observar o n.º 1.º do artigo 43.º do Regulamento de Pontes Metálicas em vigor, que diz «... supor-se-ão a par e no mesmo sentido combóios no maior número possível...». Ora, para obtermos as posições mais desfavo-



Desenho n.º 31 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (j — 0.9 long.) do modêlo C **(Método experimental)**



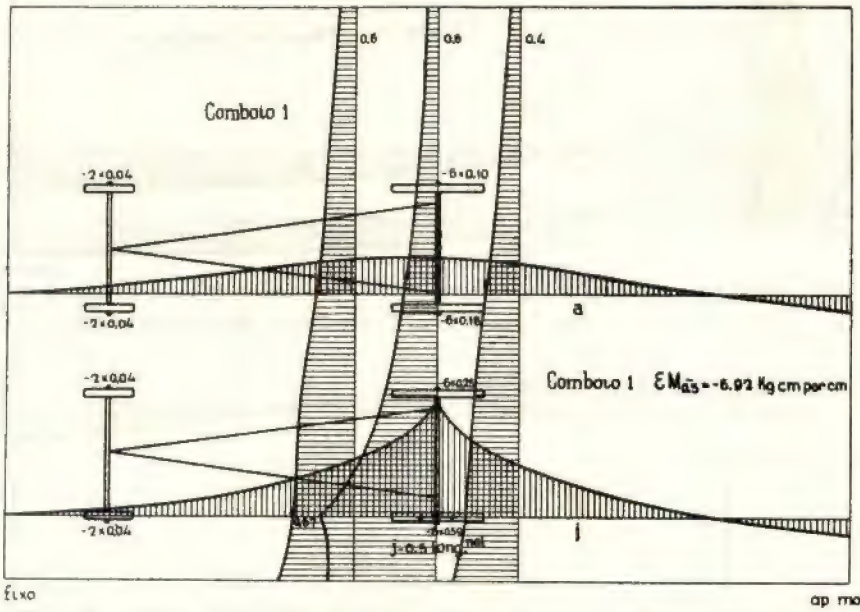
Desenho n.º 32 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (m — 0.9 long.) do mod. C **(Método experimental)**

ráveis dos combóios, sôbre as superfícies, conviria não os colocar a par e possivelmente sem a obrigatoriedade do mesmo sentido de marcha, o que na realidade é até proïbido pelo Código de Estradas; É mais provável que os auto-camiões, se cruzem marchando em sentidos opostos, do que sigam a par no mesmo sentido, ocupando tôda a faixa de rolagem.

Os momentos flectores devidos à passagem dos auto-camiões reduzidos à escala estão inscritos nas superfícies de influência; vê-se também que não é indiferente a posição dos combóios nem se podem distribuir os esforços como se se tratasse duma viga.

Os momentos flectores transversais aparentes são representados pelas superfícies de influência respectivas no Desenho n.° 35. As secções transversais dessas linhas são curvas com um ponto singular sôbre a secção cujas ordenadas decrescem ràpidamente à medida que nos afastamos do ponto, para mudarem de sinal a uma distância relativamente pequena, assim se conservando até aos bordos. As secções longitudinais dessas superfícies apresentam também um ponto singular mas as curvas decrescem mais guadualmente sem que se note a mudança de sinal.

Os valores máximos são mais pequenos à



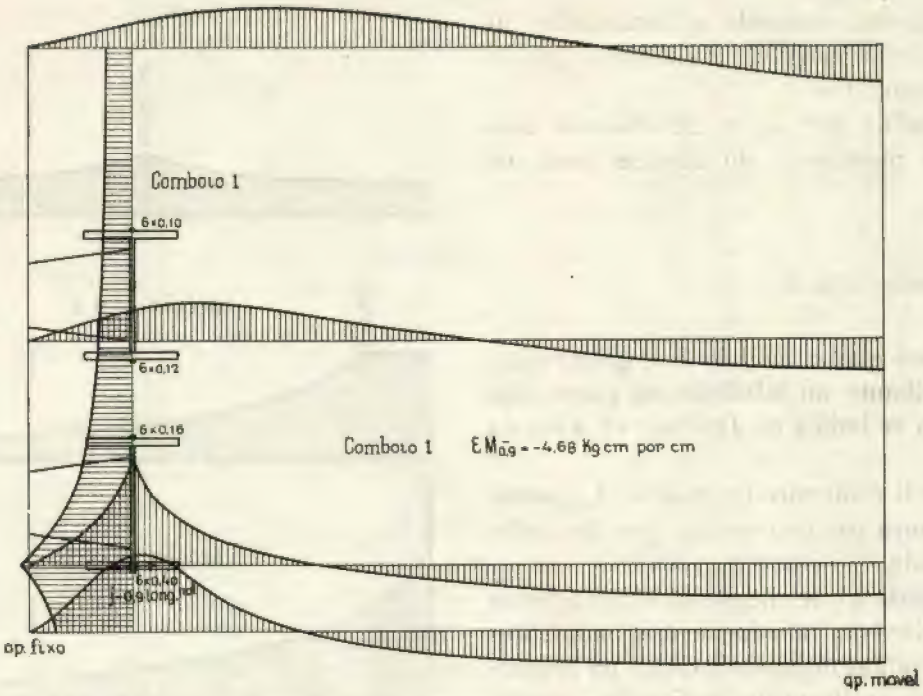
Desenho n.° 33 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (j — 0.5 long.) do modêlo C; supõe-se que os combóios de carga não podem atingir o bôrdo livre **(Método experimental)**

Nos Desenhos n.os 33 e 34, indicam-se as superfícies de influência dos momentos flectores em (j — 0.5 long.) e (j — 0.9 long.) com os combóios encostados ao passeio. Verifica-se assim que, desde que os veículos não subam o passeio, podemos, para a secção 0.5, supor que os esforços se distribuem uniformemente por tôda a largura; para a secção 0.9 ainda é válida essa hipótese mas com o êrro de 15 %. Isto mostra que há conveniência em não projectar os passeios totalmente em consola, pois para êste caso os momentos flectores aumentariam cêrca de 40 %.

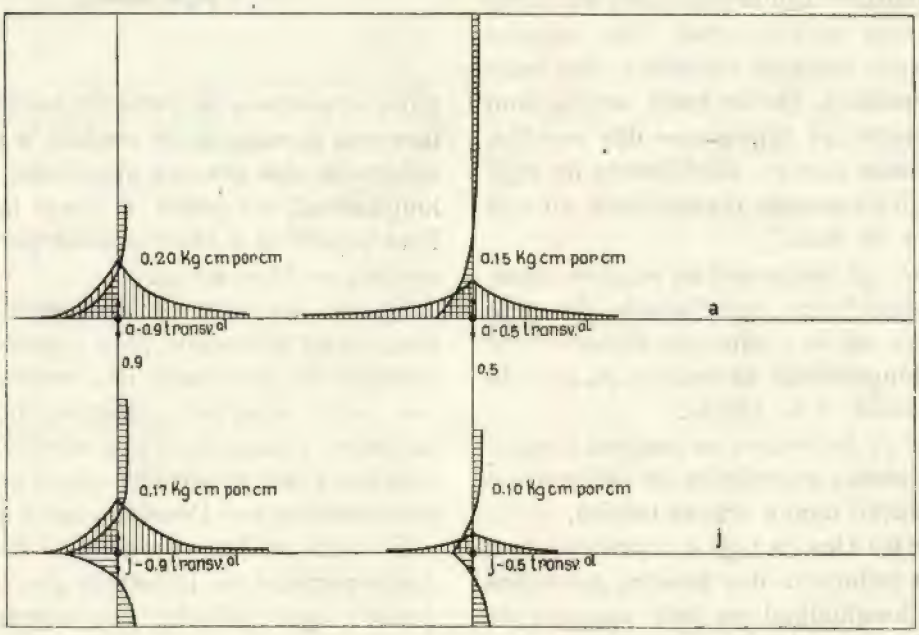
medida que caminhamos do centro para os bordos, contràriamente ao que acontece com os momentos flectores na direcção longitudinal.

O momento em (a — 0.5 transv.) é cêrca de 1/3 do correspondente na direcção longitudinal, mas o momento (a — 0.9 transv.) é metade do momento em (a — 0.9 long.). Êste facto é explicável pela variação das espessuras do modêlo e da curvatura da superfície.

Se os combóios de cargas actuassem directamente sôbre o modêlo, como o temos admitido, os momentos flectores transversais aparentes nas secções (a — 0,5) e (a — 0.9) seriam



Desenho n.º 34 — Superfície de influência dos momentos flectores aparentes na direcção longitudinal em (j — 0.9 long.) do modêlo C; supõe-se que os combóios de carga não podem atingir o bôrdo livre **(Método experimental)**



Desenho n.º 35 — Superfícies de influência dos momentos flectores aparentes na direcção transversal dos pontos (a — 0.5 transv.), (j — 0.5 transv.), (a — 0.9 transv.) e (j — 0.9 transv.), do modêlo C **(Método experimental)**

respectivamente 0,90 kg cm por cm e 1,20 kg cm por cm ou seja, também respectivamente 1/8 e 1/4 dos valores dos momentos na direcção longitudinal. Mas, as cargas actuam indirectamente, através do enchimento, o que faz baixar o valor do momento transversal para metade,

aproximadamente, enquanto a transmissão indirecta para os momentos longitudinais, pouco influe nos resultados.

As fotografias n.os 21 e 22 dão-nos dois aspectos da montagem do modêlo para os ensaios.

b) *Os modelos A e B.*

Já dissemos que o modêlo A é geomètricamente semelhante ao tabuleiro da ponte cujo ante-projecto se indica no Des. n.º 18, à escala 1/20.

O modêlo B é idêntico ao modêlo A, apenas com a diferença nas espessuras, que são reduzidas a metade.

As conclusões a que chegámos sôbre a forma das superfícies de influência dos momentos flectores aparentes do modêlo C são, na generalidade, as que se tiram da análise das superfícies de influência das tensões nos modelos A e B. Quere isto dizer que num primeiro estudo, tanto importa construir um modêlo geomètricamente semelhante à obra real como um outro só elàsticamente proporcional. Nos cálculos teóricos, mesmo bastante rigorosos, das incógnitas hiperestáticas, não se entra, senão, com as relações entre as espessuras das secções, isto é só se entra com os coeficientes de rigidez, o que pràticamente corresponde ao que que acabamos de dizer.

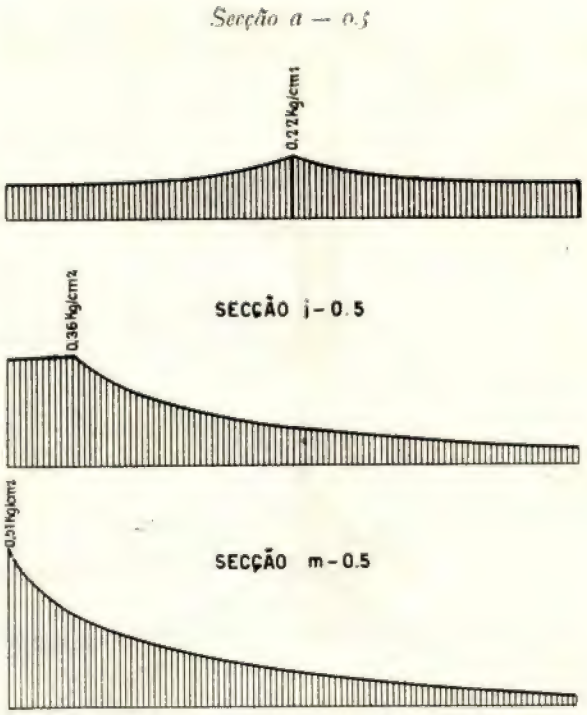
No Des. n.º 36 indicamos as secções transversais das superfícies de influência das tensões aparentes na face superior do meio vão na direcção longitudinal do modêlo A, ao centro, a 1/8 do bôrdo e no bôrdo.

No Des. n.º 37 indicamos as secções longitudinais das mesmas superfícies de influência e a sua comparação com a secção teórica.

Finalmente no Des. n.º 38 é representada a superfície de influência das tensões aparentes na direcção longitudinal na face superior da secção 0.9 junto ao bôrdo, do modêlo reduzido A.

As superfícies de influência do modêlo B são muito parecidas com as do modêlo A; podemos admitir que a forma de cada uma destas superfícies está compreendida entre as dos modelos C e A.

Por isso e para não tornar mais extensa a

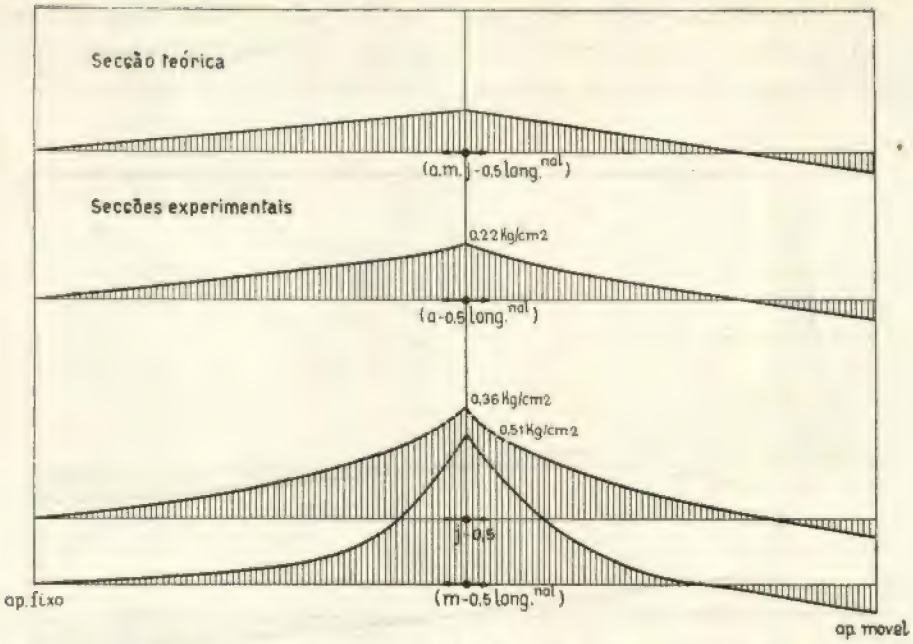


Desenho n.º 36 — Secções transversais das superfícies de influência das tensões aparentes na face superior do meio vão nos pontos a, j e m do modêlo A (**Método experimental**)

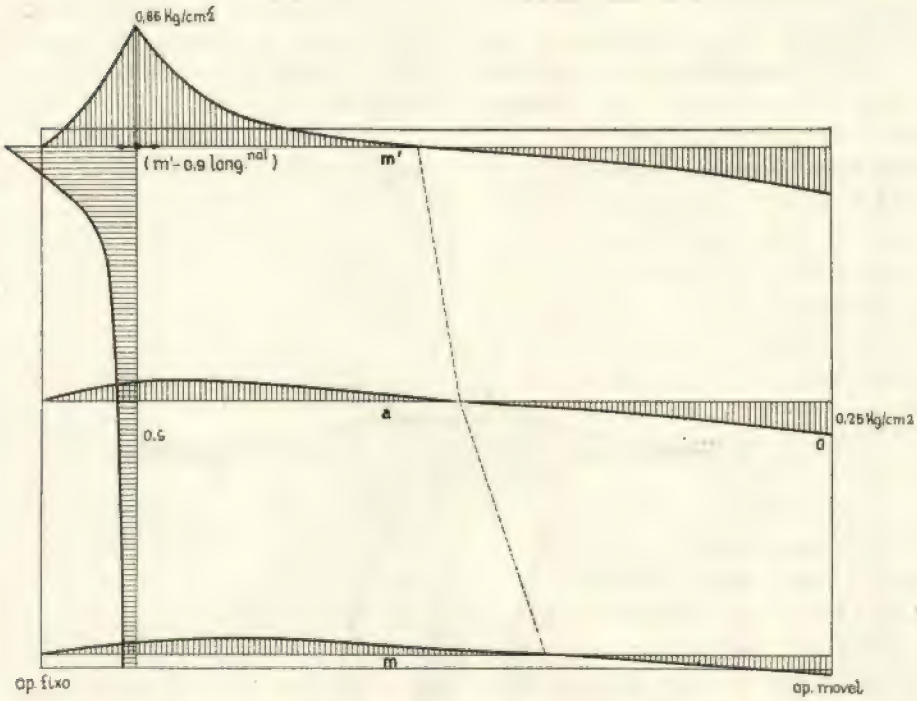
parte desenhada do presente trabalho apresentaremos, apenas, dêste modêlo, a superfície de influência das tensões aparentes, na direcção longitudinal, no ponto (a — 0.9) face superior. Esta superfície é representada por 4 das suas secções no Des. n.º 39.

Quanto às tensões aparentes na direcção transversal indicamos, para o modêlo A, as superfícies de influência das tensões aparentes nas faces superior e inferior, no centro do tabuleiro, pontos (a — 0.5) superior e (a — 0.5) inferior. Estas superfícies estão indicadas respectivamente nos Desenhos 40 e 41.

Só uma análise comparativa mais profunda das superfícies de influência dos diversos modelos é que permite estabelecer diferenças. Assim, à medida que as espessuras dos modelos aumentam os pontos de reversão deixam de ser tão acentuados, o que de resto se nota mesmo dentro de cada modêlo quando a espessura varia. Pela inspecção das superfícies de influência que junto se apresentam para os diferentes modelos poderá o leitor tirar as conclusões aqui expressas.



Desenho n.º 37 — Secções longitudinais das superfícies de influência das tensões aparentes na face superior do meio vão nos pontos a, j e m do mod. A
(Método experimental)

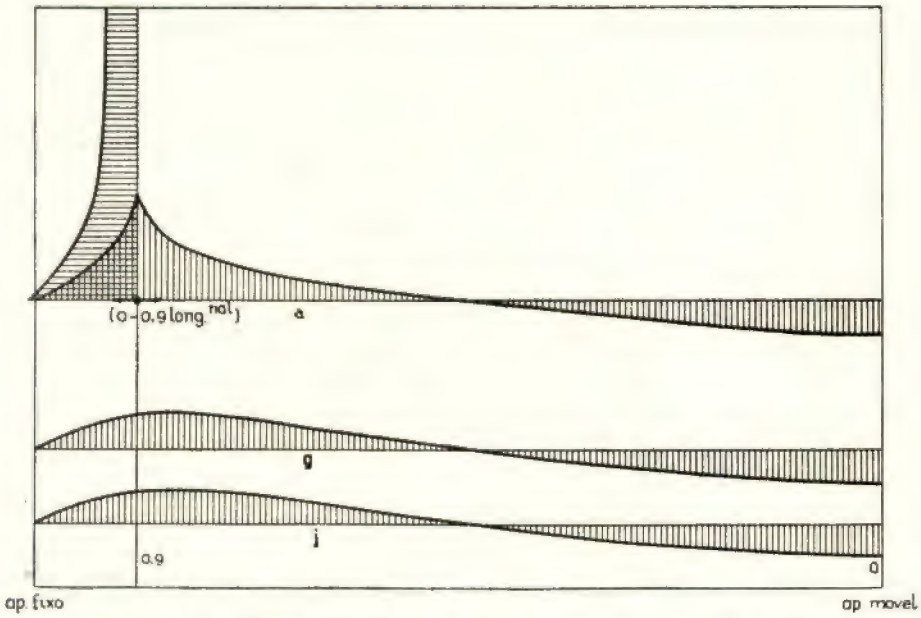


Desenho n.º 38 — Superfície de influência das tensões aparentes na direcção longitudinal em (m' — 0.9 long.) da face superior, do modêlo A
(Método experimental)

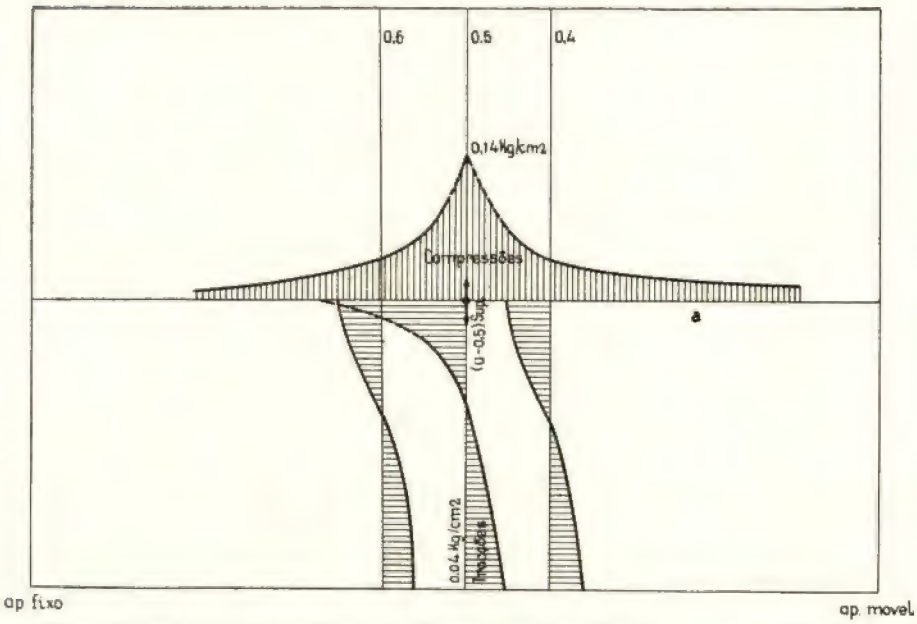
A forma geral das superfícies é semelhante, como já dissemos, mas os máximos e mínimos não são correspondentes.

As maiores diferenças que encontrámos são, particularmente, na comparação das superfícies de influência dos momentos flectores aparentes na direcção transversal com as superfícies de influência das tensões aparentes nessa mesma

direcção. Mas, as diferenças são explicáveis porque essas superfícies não se correspondem nos pontos afastados da secção em estudo; bastará pensar que na flexão plana os flexímetros não acusam desvio quando montados na direcção transversal enquanto os estensómetros deverão acusar desvios proporcionais aos que se desenvolvem no sentido longitudinal.



Desenho n.º 39 — Superfície de influência das tensões aparentes na direcção longitudinal em (a — 0.9 long.) da face superior, do modêlo B
(Método experimental)



Desenho n.º 40 — Superfície de influência das tensões aparentes na direcção transversal em (a – 0.5 transv.) da face superior, do modêlo A
(Método experimental)

Os factos citados levam-nos a concluir que é necessário estudar cada modêlo em particular

se se pretende rigor. É necessário estudar, e só experimentalmente, o modêlo geométrico da construção projectada.

* * *

Até aqui, ainda não pormenorizamos o estudo das estruturas bases. Vamos agora apresentar um estudo mais ou menos completo da estrutura base do modêlo geomètricamente semelhante à laje a construir.

Cortámos do modêlo A uma «costela» longitudinal com a largura b = 3,85 cm e ensaiá-mo-la na mesa para êsse fim construída, com o apoio pendular móvel inclinado de 45° que é a inclinação que tem a laje a estudar.

A fotografia n.° 42 mostra a estrutura base a ser ensaiada.

Utilizando um extensómetro de amplificação 2500 e tendo por base de medida 15 mm, obtivemos para a carga de ensaio igual a 7,5 kg distribuída por tôda a largura 3,85 cm, as linhas de influência das tensões das faces superior e inferior da secção 0.5, que se representam no Desenho n.° 43. Para evidenciar o rigor do método utilizado marcámos directamente no desenho as leituras observadas no aparelho, sem qualquer correcção, num único ensaio.

Verifica-se claramente que as linhas de influência obtidas são formadas por segmentos de recta precisamente como a teoria prevê, àparte pequenas irregularidades mais de leituras que do funcionamento do sistema.

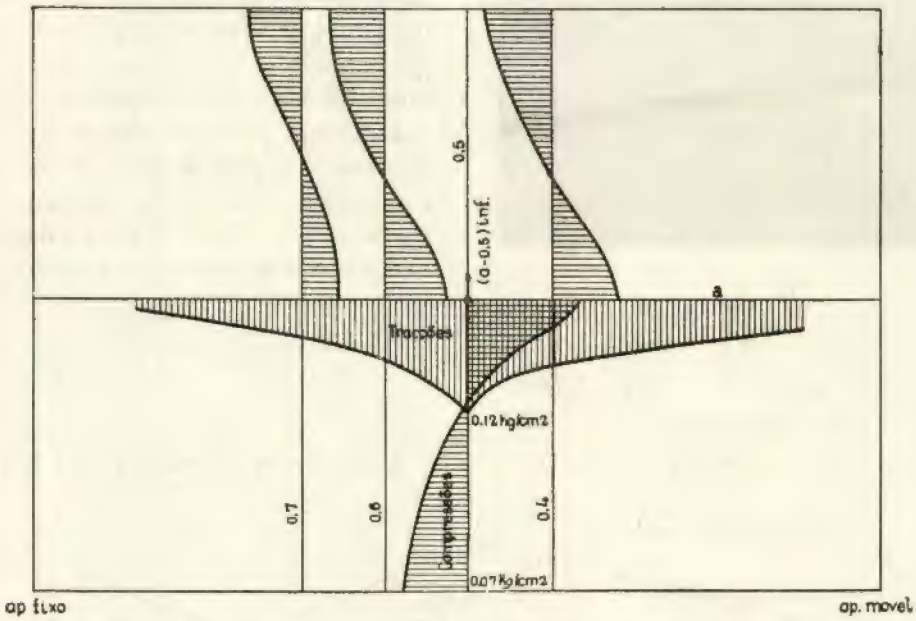
Quando a carga 7,5 kg actua sôbre o apoio móvel o desvio lido no extensómetro da face superior da secção 0.5 foi 4,0 T divisões e no da face inferior 4,9 C divisões. Se admitissemos como exacta a graduação do aparelho (amplificação igual a 2.500) e para módulo de elasticidade do gêsso 60.000 kg/cm², as tensões respectivas seriam:

$$R_t = \frac{E \cdot \Delta L}{L A} = \frac{60.000 \times 0,40}{1,5 \times 2.500} = 6,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_c = \frac{60.000 \times 0,49}{1,5 \times 2.500} = 7,8 \text{ kg/cm}^2$$

Ora, a teoria puro dava, por ser 3,11 cm a espessura da secção 0.5 do modêlo:

$$R = \frac{6 M}{b h^2} \pm \frac{N}{S}$$



Desenho n.° 41 — Superfície de influência das tensões aparentes na direcção transversal em (a — 0.5 transv.) da face inferior, do modêlo A
(Método experimental)

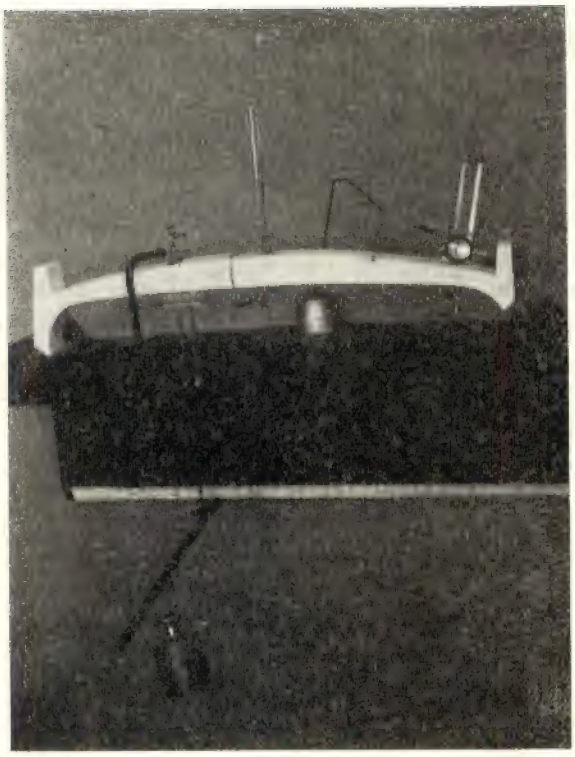


Fig. 42

$$R_t = \frac{6 \times 118 \times 7{,}5}{20 \times 3{,}85 \times 3{,}11^2} - \frac{7{,}5 \times 0{,}94}{3{,}85 \times 3{,}11}$$

$$= 7{,}1 - 0{,}6 = 6{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_c = 7{,}1 + 0{,}6 = 7{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

A tensão obtida experimentalmente daria, em vista do desvio do aparelho ser 6,5 T divisões:

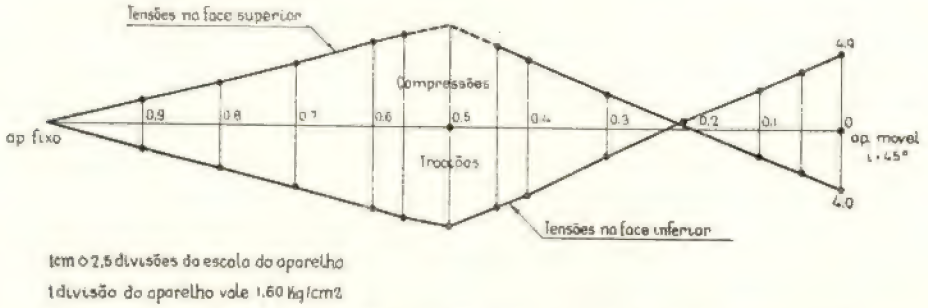
$$R_t = \frac{60.000 \times 0{,}65}{1{,}5 \times 2.500} = 10{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

Agora, a diferença é da ordem dos 10 % mas não devemos considerar êrro porque, estando a carga sôbre a secção, já não são válidas as fórmulas simples da Resistência dos Materiais. É pois natural que a carga actue como distribuída sôbre uma certa zona da fibra média; além disso, o extensómetro dá-nos a tensão média da fibra que limita que não é o valor da tensão sôbre a secção em virtude da linha de influência ser descontínua, nessa zona, factores que concorrem para que se obtenha experimentalmente uma tensão menor que a calculada.

Podemos portanto supor que cada divisão do aparelho, para a base de medida 15 mm, representa uma tensão aparente no material (dada pela média dos dois ensaios quando a carga actua sôbre o apoio móvel):

$$R = \frac{\frac{6{,}4}{4{,}0} + \frac{7{,}8}{4{,}9}}{2} = 1{,}60 \text{ kg/cm}^2$$

Medindo as dilatações das fibras nas faces



Desenho n.º 43 — Linhas de influência das tensões nas faces superior e inferior da secção 0.5 da estrutura base do modêlo A (**Método experimental**)

O êrro cometido não chega a 1,6 %; os resultados são muitissimo bons.

Por seu turno, a tensão teórica na face inferior da secção 0.5, quando a carga actua em 0.5, é:

$$R_t = \frac{6 \times 194 \times 7{,}5}{20 \times 3{,}85 \times 3{,}11^2} - \frac{7{,}5 \times 0{,}48}{3{,}85 \times 3.11}$$

$$= 11{,}7 - 0.3 = 11{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

laterais da estrutura base verifica-se a proporcionalidade em relação à fibra neutra tal como a lei de «Hooke» admite na teoria elementar.

Determinamos ainda, com um extensómetro de amplificação 5.000, o coeficiente de «Poisson» do gêsso para a dosagem empregada obtivemos $\mu = 0{,}177$.

O estudo do sistema base permite afirmar que os métodos de ensaio utilizados dão, como

vimos, resultados precisamente iguais aos que a teoria da Resistência dos Materiais estabelece nos casos em que esta é aplicável. Preguntaremos: empregando os mesmos métodos para o ensaio de uma estrutura hiperestática com modelos do mesmo material, com as mesmas montagens dos modelos e inclusivamente com os mesmos aparelhos montados de igual modo que no sistema base, não darão êsses aparelhos resultados dignos de tôda a confiança? Se, por exemplo, se obteve teòricamente a linha de influência (a, m, j — 0.5 longitudinal) do Des. n.º 37, que é exactamente a linha que deu o estudo experimental da estrutura base do modêlo A, porque não admitir como verdadeiras as restantes linhas indicadas no mesmo desenho, se foram obtidas de igual modo e com o mesmo aparelho?

G — *As tensões nos modelos devidas às sobrecargas.*

Já vimos quais eram os esforços no modêlo C devidos à passagem dos auto-camiões regulamentares reduzidos, nas suas dimensões, à escala do modêlo. Vimos também que os resultados obtidos para o modêlo C ou para o modêlo A eram, em cálculos de ante-projecto, pràticamente iguais e que podíamos ainda supor que a laje sem nervuras de livre dilatação inclinada se podia calcular como uma viga ou arco, isostáticos. Esta hipótese deixa de ser rigorosa quando os passeios são inseridos em consola ou quando não existem passeios laterais; vimos, com efeito, que quando os combóios de carga se encostam aos bordos livres da laje os esforços aumentam muito, o que de resto é de supor visto que as rodas sôbre o bôrdo não têm possibilidade de transmitir os seus efeitos em todos os sentidos.

H — *As tensões totais na obra real.*

As tensões devidas à carga permanente são naturalmente as já obtidas quando se admitiu que a laje funcionava como viga.

As tensões devidas às sobrecargas são, quando muito, 15 % superiores às teóricas obtidas, o que no total das tensões devidas à carga permanente e sobrecargas daria a mais para as secções 0.5 e 0.9 respectivamente 5 % e 12 %.

I — *As armaduras a empregar na obra.*

As armaduras longitudinais a empregar na totalidade do tabuleiro, são portanto:

Secção 0.5

Face inferior — 230 cm²
Face superior — só de montagem

Secção 0.9

Face superior — 100 cm²
Face inferior — 50 cm²

As armaduras transversais normalmente designadas por armaduras de distribuïção são apenas necessárias para o efeito das cargas concentradas, dos efeitos desiguais da contracção do betão, das variações de temperatura ambiente, por se não transmitirem estas últimas simultâneamente a tôdas a massa do tabuleiro e, ainda, para resistirem aos possíveis, mas pouco prováveis, assentamentos desiguais do mesmo encontro.

Para o efeito das cargas concentradas dos auto-camiões vimos que os momentos flectores transversais eram cêrca de 1/8 dos produzidos pelos combóios no sentido longitudinal, o que corresponde no máximo, a 1/10 das armaduras totais da secção 0.9.

Para atender aos efeitos da contracção e das variações de temperatura, atrás citados, admitiremos, à falta de ensaios experimentais sôbre o assunto (que ainda não tivemos ocasião de efectuar), o valor dado pelo Regulamento de Betão Armado para as lajes apoiadas em dois lados.

Uma medição aproximada do ferro total a empregar no tabuleiro, que nos abstemos de transcrever por não ter qualquer interêsse, deu menos de 3 toneladas dêsse metal.

5 — Comparação da laje sem nervuras de livre dilatação inclinada com uma laje nervurada de vigas rectas de dilatação horizontal. — Conclusão

A laje sem nervuras com apoios inclinados apareceu para substituir a laje nervurada de vigas rectas com apoios horizontais. Interessa portanto comparar esta última com um outro

tabuleiro que satisfaça às mesmas condições o que vimos ser possível com a laje de dilatação inclinada.

Vamos assim comparar a ponte cujo ante-projecto se apresenta no Des. n.º 18 com a que se indica em alçado no Des. n.º 17.

Podemos supor que o betão do tabuleiro, dos passeios e do pavimento é o mesmo para os dois tipos de ponte. Quanto aos encontros, é de admitir que os da laje sem nervuras sejam mais económicos, porque poderá escolher-se para inclinação de apoios o valor mais conveniente à estabilidade do conjunto o que não é possível com o tabuleiro de apoios horizontais.

As fundações quer sejam ordinárias ou indirectas, por estacaria, por exemplo, são também nos casos normais mais económicas, porque podemos conseguir um trabalho quási uniforme em todos os pontos da fundação e anular o impulso das terras, o que evitará estacas inclinadas, imprescindíveis nos tabuleiros de vigas rectas de dilatação horizontal.

Mas, a parte que mais desejamos salientar é quanto à economia de metal a empregar nos elementos de betão armado: a laje sem nervuras preconizada gasta menos de metade do ferro, cêrca de 1/3, que seria necessário empregar com outro qualquer tipo de ponte.

A laje, que estudámos, tem dilatação livre inclinada de 45° sôbre a vertical. Se os apoios permitissem uma inclinação menor, o que quási sempre é possível, a economia de ferro seria muito maior; diremos simplesmente que, para uma inclinação de 30°, embora aumentando um pouco a espessura da laje a meio, todo o tabuleiro trabalhará à compressão no sentido longitudinal. Quere dizer, é possível, com a livre dilatação inclinada, reduzir até zero as armaduras longitudinais.

Em resumo e para finalizar: se não há erros no nosso estudo, nós economizamos, com a disposição inclinada de apoios, em cada tabuleiro de ponte de estrada de 10 metros de vão prático, pelo menos, 3 a 4 toneladas de ferro. Portanto, com a quantidade de metal que consome uma ponte de vigas rectas de betão armado, — material que é importado, de elevado preço e difícil de adquirir na hora presente, — poderemos construir, em vez de uma, duas ou três pontes semelhantes, enriquecendo assim o Património Nacional.

4.ª PARTE — Conclusões gerais

A principal conclusão que se tira do presente trabalho é que é possível projectar e construir pontes muito mais económicas do que as que vulgarmente se adoptam. É possível, com a disposição inclinada de apoios aumentar muito o vão limite económico das obras correntes de betão armado. Assim, enquanto uma laje sem nervuras para ponte de estrada não vai além de 3 metros, poderemos, econòmicamente, com apoios inclinados ir até 10 a 15 metros e utilizando uma laje nervurada, estamos convencidos que fácil é atingir 40 a 50 ao passo que com a dilatação horizontal se não vai além de 15 a 17 metros.

A segunda conclusão, não menos importante, é que a Experimentação actuando sôbre os tabuleiros de lajes nervuradas conduz a novas economias, principalmente de ferro. Vimos, com efeito, que em caso algum as tensões teóricas calculadas eram superiores às reais medidas.

Mas, a Experimentação, tal como a temos vindo praticando, dará resultados dignos de confiança?

Se os aparelhos fôssem absolutamente perfeitos, se o material para a construção dos modelos fôsse o material ideal e se a sua execução e montagem fôssem absolutamente rigorosas parece não haver dúvidas sôbre as vantagens e os bons resultados da Experimentação.

Ora, nós dispomos dum material suficientemente bom, utilizamos métodos de ensaio que eliminam os possíveis erros dos aparelhos, mas não somos profissionais na execução dos modelos, não temos habilidade suficiente para as suas montagens perfeitas nas mesas de ensaio e só possuimos, à excepção dos aparelhos de medida, mais cuidados, materiais e utensí-

lios improvisados. É portanto possível que haja erros, mas o aspecto contínuo das linhas, os valores das áreas das secções das superfícies de influência, os volumes dessas superfícies e outras verificações que sempre podemos fazer, permitem-nos afirmar que são perfeitamente admissíveis os resultados dos ensaios experimentais.

Propositadamente seguimos processos diferentes no estudo e determinação das superfícies de influência e das suas escalas, embora tornando o trabalho mais confuso, mas foi com o fim de evidenciar as grandes possibilidades da Experimentação.

Em caso algum temos erros da ordem dos que se cometem nos melhores cálculos das estruturas da prática.

A teoria não permite erros senão muito pequenos, digamos, inferiores a 3 %; em contrapartida a mínima segurança que a satisfaz é 200 a 300 %, no ferro, porque mesmo o mais hábil projectista teme que a estrutura não funcione como se previu devido às várias hipóteses admitidas e a múltiplas outras causas. Ora, na experimentação que temos seguido, admitiremos provável um êrro de 10 a 20 %, mas em compensação, como podemos executar os modelos e ensaiá-los muito aproximadamente como a obra real vai ser construída e solicitada, desaparece a dúvida sôbre o modo do funcionamento, que o cálculo não soluciona; é portanto possível, pela experimentação, baixar grandemente êsse coeficiente de segurança melhor chamado, como temos ouvido, *coeficiente de incerteza e de ignorância,* que os regulamentos impõem. Como consequência, a Experimentação permite cada vez maiores economias de material nas construções da Engenharia.

Outra conclusão que se tira é que temos de estudar cada projecto em particular, se se desejam resultados precisos, porque, por exemplo, embora em aspecto as superfícies de influência sejam semelhantes em modelos idênticos, os máximos diferem muito, para as cargas concentradas. Não se poderão portanto dar normas de cálculo, a não ser indicações gerais.

E ainda, antes de terminar, convém esclarecer que os resultados obtidos sôbre um material pràticamente homogéneo — o gêsso —, se aplicam integralmente ao material heterogéneo — o betão armado. O cálculo analítico das incógnitas hiperestáticas é sempre conduzido admitindo que o betão trabalha à tracção, a maior parte das vezes sem entrar com as armaduras e, por isso, como material homogéneo.

Na realidade, para bem projectar o betão armado dever-se-iam colocar as armaduras de tal modo que correspondessem às isostáticas de tracção, com afastamentos inferiores às zonas de influência das armaduras. Só assim se garante a não existência de fendas (principal cuidado a ter nas obras de betão armado) o que pràticamente corresponde à homogeneidade do material.

Finalmente, os modelos que executámos prestam-se a uma grande multiplicidade de ensaios como já tivemos ocasião de dizer. Mas o tempo de que dispomos fora das horas de serviço oficial em que êste trabalho foi realizado e a falta de pessoal auxiliar não permitem, senão, focar uma pequena parte do muito que haveria a investigar.

A Antena do Emissor Regional do Norte

PELO ENG. ELECTR. (I. S. T.) JOÃO DE LACERDA

Nota prévia — *O presente trabalho destinava-se a ser apenas um relatório sucinto, mas claro, dum estudo que nos foi entregue. Ocorreu-nos porém, que a sua publicação na «Técnica», talvez tivesse algum interêsse e assim, fomos obrigado a avolumá-lo com considerações que, na primeira hipótese, seriam desnecessárias. Mas, como o tempo que nos sobra para escrever não é demasiado, foi-nos também impossível dar-lhe um carácter que o tornasse acessível às pessoas menos iniciadas na matéria.*

Considerações gerais

O futuro Emissor Regional do Norte com uma potência prevista de 10 kW destina-se a assegurar um serviço de radiodifusão à área densamente povoada que se estende desde o Pôrto até aos importantes centros de Viana do Castelo, Braga, Guimarãis e Penafiel e um serviço menos perfeito, a tôda a província de Trás-os-Montes.

Como lògicamente os estudios ficariam instalados na cidade do Pôrto, ao escolher a localização do emissor, atendeu-se em primeiro lugar a três exigências muito importantes:

1.ª — estar a uma distância da cidade que não necessitasse um cabo de ligação muito dispendioso.
2.ª — assegurar uma propagação o mais favorável possível em determinadas direcções.
3.ª — dar no Pôrto uma intensidade de campo de cêrca de 25 mv/m.

Depois de vários ensaios verificou-se que o local, que melhor satisfazia estas exigências, era um terreno em Perafita muito perto da costa. Previu-se por isso em princípio, que o emissor seria dotado dum sistema radiante direccional, possìvelmente com um diagrama em forma de cardioide, que lançasse para o interior a energia que de outro modo, seria inùtilmente perdida no mar e assim se iria também ao encontro dos desejos dos Serviços de Comunicações do Ministério da Marinha, que receavam interferências.

O diagrama em cardioide obtém-se fàcilmente com dois elementos radiantes verticais afastados e desfasados convenientemente, mas há que considerar também a forma do diagrama vertical de radiação dêsses elementos, pois dela depende a extensão da zona coberta sem *fading*.

A forma do diagrama vertical e a intensidade de campo, que se obtém para uma dada potência radiada, dependem da altura eléctrica dos elementos radiantes, isto é, da fracção de comprimento de onda correspondente à sua altura e, como a esta está ligado um importante problema económico, haverá que o estudar de modo a satisfazer um máximo de exigências com um mínimo de altura.

As duas curvas da fig. 1 esclarecem bastante uma parte do problema—a intensidade de campo que se obtém à milha para 1 kW radiado em função da altura da antena.

Com efeito vemos que essa intensidade pouco cresce até uma altura de antena de 0,25 λ, que dêste ponto em diante sobe mais ràpidamente e que atinge um máximo para 0,625 λ. Ora considerando que o E. R. N. irá funcionar na freqüência de 1411 kc/s, a que corresponde um comprimento de onda de 212 m, diz a experiência que, aparte ou-